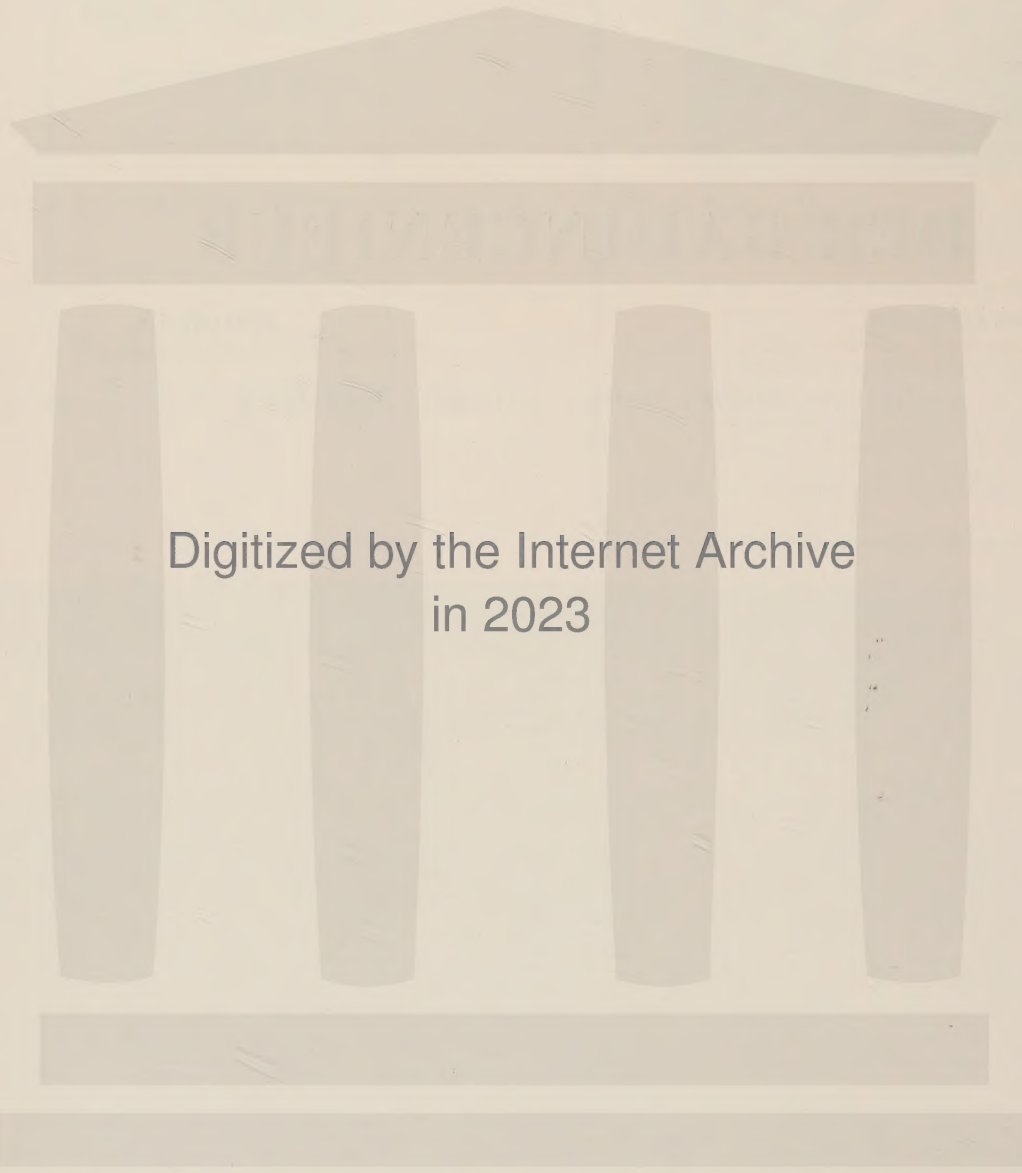


DER BAUINGENIEUR

26. Jahrgang

1951/Heft 5

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg



Digitized by the Internet Archive
in 2023

Die neue Ruhrbrücke Herdecke, eine durchlaufende Verbundträgerbrücke mit Vorspannung.

Von Dr.-Ing. H. Homberg, Hagen/Westf., Prov.-Baurat E. Köhling, Münster/Westf. und Dr.-Ing. D. Fuchs, Dortmund.

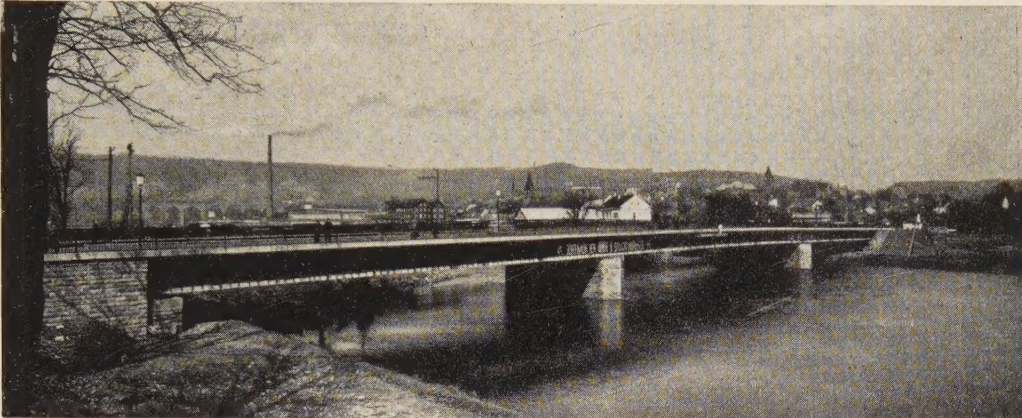


Abb. 1.

Die alte Ruhrbrücke im Zuge der Bundesstraße 54 zwischen Hagen und Herdecke wurde im Frühjahr 1945 kriegszerstört. Die bald darauf errichteten zwei schmalen Notbrücken genügten nur sehr unvollkommen dem starken Verkehr. Im übrigen stand der Bau einer neuen Brücke an dieser Stelle schon vor dem Kriege kurz vor der Verwirklichung, und zwar bedingt durch die Veränderungen, welche durch die Führung der Autobahnstrecke Köln-Kamen im Raume Hagen hervorgerufen wurden. Hier, an der Mündung der Volme in die Ruhr wurden durch den Damm der Autobahn die Hochwasserquerschnitte dieser Flüsse grundlegend verändert. Als Folge dieser Veränderungen wäre der Neubau der Ruhrbrücke Herdecke auch erforderlich gewesen, wenn sie nicht gesprengt worden wäre. Die wasserbaulichen Arbeiten wurden vor dem Kriege schon begonnen, mußten aber wieder eingestellt werden. Sie wurden zusammen mit dem Brückenbau und der Straßenverlegung im Jahre 1949 von der Straßenverwaltung des Provinzialverbandes Westfalen wieder aufgenommen und sind jetzt größtenteils beendet.

Die neue Straßenbrücke überquert die Ruhr in einem Winkel von 78° dicht oberhalb der alten Brücke. Die Stützweiten betragen $48,16\text{ m} + 64,21\text{ m} + 48,16\text{ m}$ (Abb. 2)

Die Widerlager und Pfeiler wurden mit Druckluft bis auf tragfähigen Fels gegründet und mit Ruhrsandstein verkleidet. Ausführender Unternehmer hierfür war die Firma Butzer, Dortmund.

Maßgebend für die Aufstellung des Entwurfes waren die Forderungen, daß

1. aus ästhetischen wie auch aus verkehrstechnischen Gesichtspunkten nur eine reine Deckbrücke in Frage kam,
2. die geringe Bauhöhe von rd. $2,40\text{ m}$ einzuhalten war.

Der Querschnitt (Abb. 3) der neuen Brücke sieht eine Fahrbahnbreite von $9,00\text{ m}$ mit $0,50\text{ m}$ Schrammborden sowie — einseitig angeordnet — einen $1,80\text{ m}$ breiten Radweg und einen $1,60\text{ m}$ breiten Fußweg vor. An der Unterstromseite liegt auf einem seitlichen $4,30\text{ m}$ breiten Streifen ein Straßenbahngleis. Die Gesamtbreite der Brücke beträgt zwischen den Geländern $17,20\text{ m}$.

Als Fahrbahnabdeckung ist eine 6 cm starke Verschleißschicht aus Hartgußasphalt auf der fugenlos betonierten Stahlbetonplatte vorgesehen. Bei dem Fuß- und Radweg

wird der Füllbeton mit 2 cm Asphalt abgedeckt. Für den Fahrbahnkoffer der Straßenbahn ist die übliche Ausbildung mit Isolierung, Betonschutzschicht und Schotter vorgesehen.

Die Brückengradiente verläuft in einer Neigung von $1:100$ mit einem Ausrundungshalbmesser von 3200 m zwischen den Flußpfeilern. Das Quergefälle beträgt bei der Fahrbahn $1,33\%$ mit Ausrundung in Brückenmitte und einseitig 2% bei dem Rad- und Fußweg.

Als Verkehrsbelastung war die Brückenklasse IA der DIN 1072 sowie ein Lastenzug der Hagener Straßenbahn von $4 \times 9,25\text{ t}$ Achslast in $3,00\text{ m}$ Abstand zugrunde zu legen.

Die Angebotsentwürfe und die Vorversuche.

Die Brücke wurde am 10. 6. 1949 ausgeschrieben, zu einer Zeit also, als erst wenige freiaufhängende und nur eine durchlaufende Verbundträgerbrücke in Deutschland gebaut worden waren. Bei dieser durchlaufenden Verbundkonstruktion war auf den Verbund im Bereich der Stützmente der durchlaufenden Hauptträger verzichtet worden.

Die Entwurfsbearbeitung des Angebots ging von dem Gedanken aus, daß es das anzustrebende Ziel sei, eine möglichst fugenlose und rißfreie Fahrbahnplatte zu erhalten. Von der Dortmunder Union Brückenbau-A.-G. wurden 4 Entwürfe aufgestellt, die auf verschiedene Weise der Gefahr einer Rissebildung in der Fahrbahnplatte des durchlaufenden Tragwerks begegneten. Die Konstruktionsmerkmale dieser Entwürfe waren folgende:

1. Durchlaufendes Plattenkreuzwerk — Trägerrost in Verbund mit der Fahrbahnplatte — mit Vorspannung der Fahrbahnplatte im Bereich der Stützmente der Hauptträger durch eingelegte Spannbündel aus St. 165 nach Freyssinet.
2. Durchlaufendes Plattenkreuzwerk mit Begrenzung der Biegezugspannungen auf $\sigma_{bz} = 40\text{ kg/cm}^2$.
3. Plattenkreuzwerk mit Verbund nur im Bereich der positiven Feldmomente.
4. Kreuzwerk ohne jeglichen Verbund, mit durch Quertugen unterteilter Betonfahrbahnplatte.

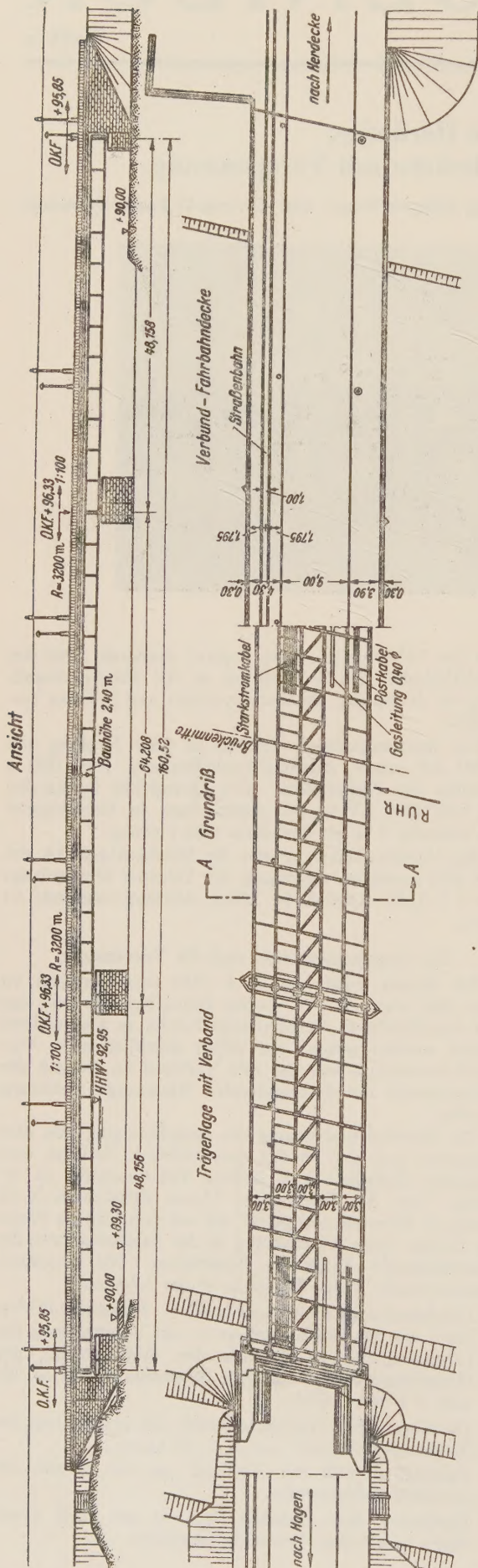


Abb. 2. Ansicht und Grundriß.

Bei der Vergleichsrechnung wurde festgestellt, daß die beiden ersten Entwürfe preislich wesentlich überlegen waren und daß außerdem die vorgespannte Platte den technischen Vorzug verdiente, da diese die weitaus größere Rißsicherheit aufweist.

Die Voruntersuchungen der durchlaufenden Verbundträgerkonstruktionen wurden mit Werten für die Kriech- und Schwindmaße durchgeführt, die aus dem Schrifttum

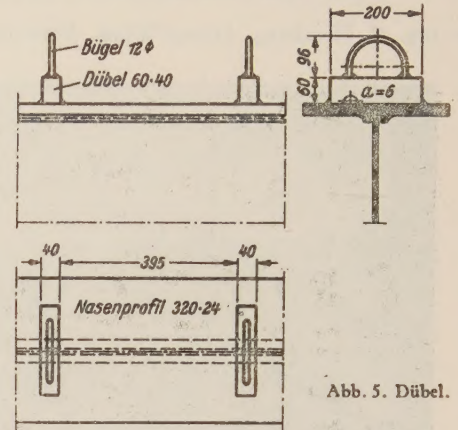


Abb. 5. Dübel.

bekannt waren. Der Einfluß des Kriechens auf die Spannungsumlagerung wurde mit Hilfe eines Iterationsverfahrens verfolgt.

Bei der Eröffnung der Angebote am 15. 9. 1949 zeigte es sich, daß die vorgespannte Verbundkonstruktion allen anderen Bauweisen überlegen war. Die Baubehörde zeigte deshalb großes Interesse für diesen Vorschlag. Um die Rechnungsgrundlagen zu prüfen, wurden daher Versuche mit vorgespannten Verbundträgern durchgeführt.

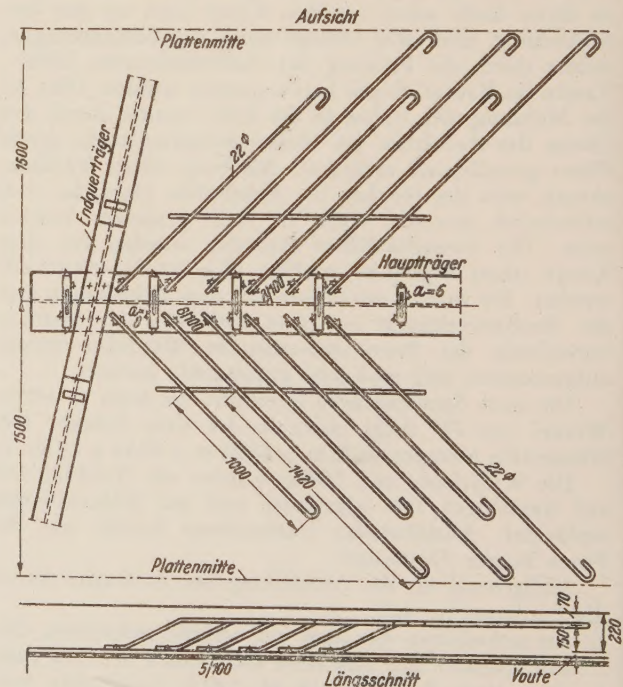


Abb. 6. Endverankerung.

vergl. D. Fuchs [1]. Die Dortmunder Versuche zeigten eine gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den rechnerisch ermittelten Werten. Weiter bewiesen die Versuche, daß bei vorgespannten Verbundbauweisen eine große Rißsicherheit zu erwarten ist.

Bei dem Angebotsentwurf mit vorgespannter Fahrbahnplatte im Bereich der Stützpunkte war eine im Bauzustand gleitende Fahrbahnplatte vorgesehen worden. Es sollte durch diese Konstruktion erzielt werden, daß die Vorspannkraft im Zeitpunkt $t = 0$ allein auf die Beton-

platte wirken. Die Verbindung der vorgespannten Platte mit den Stahlträgern sollte durch Dübel auf Gleitplatten geschehen, die nach der Vorspannung durch Überkopfnähte mit den Stahlträgern verbunden werden sollten. Bei den Versuchen zeigte es sich jedoch, daß ein Gleiten der Betonplatte auf den Stahlträgern nur mit Schwierigkeiten

Die Stahlträger bestehen aus geschweißten Vollwandbalken, die Hauptträger im wesentlichen aus St 52, nur die Obergurte sind wegen der geringen Spannungsausnutzung größtenteils aus St 37, ebenso wurde für die Querträger und Verbände St 37 verwendet. Die Montagestöße sind genietet. (Vgl. Abb. 4.)

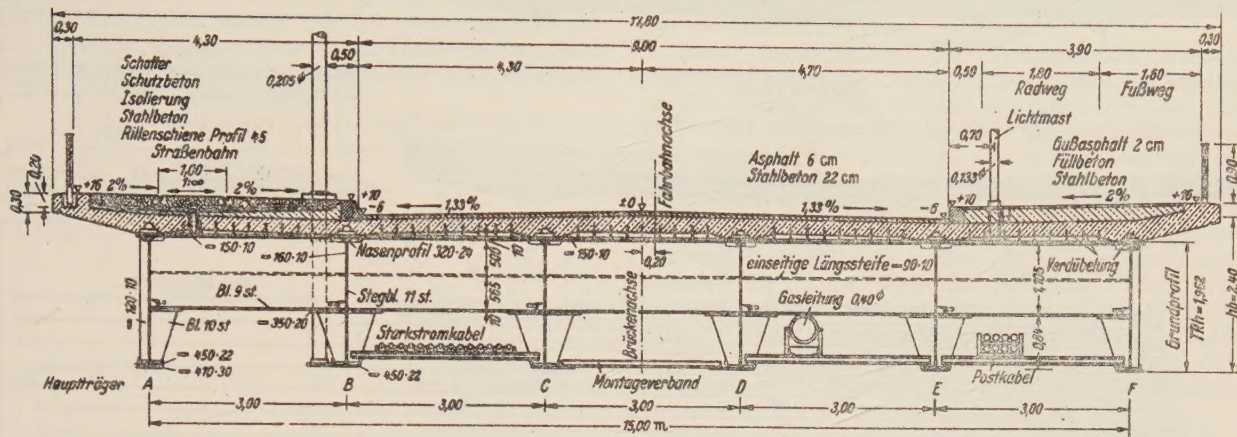


Abb. 3. Querschnitt durch die Brücke

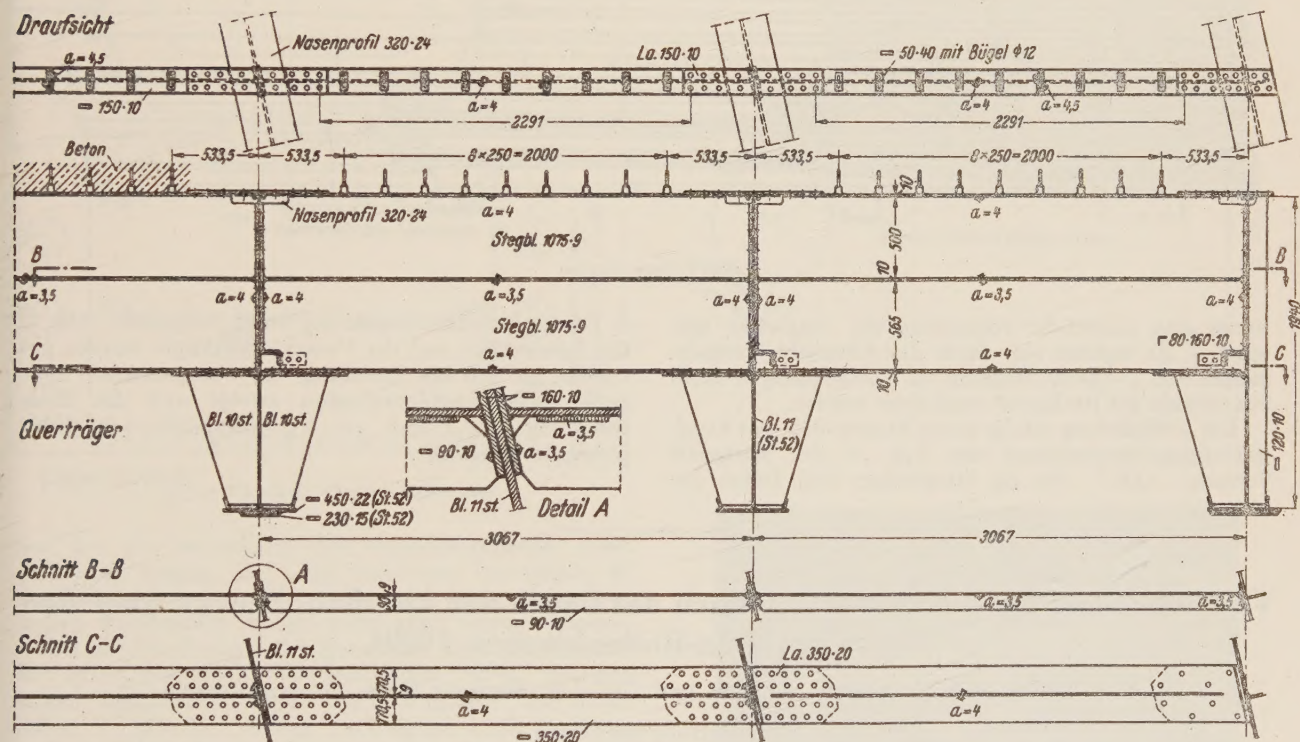


Abb. 4. Querschnitte durch die Hauptträger.

zu erreichen war. Auf Vorschlag der Provinzial-Straßenverwaltung in Münster/Westf. wurde daher von der Gleitplatte Abstand genommen und die Konstruktion auf eine von vornherein mit der Stahlkonstruktion fest verbundene Fahrbahnplatte abgestellt.

Der Ausführungsentwurf

Der Ausführungsentwurf entspricht im wesentlichen dem Angebotsentwurf 1. Das Haupttragwerk stellt ein über 3 Öffnungen durchlaufendes schiefes Plattenkreuzwerk mit 6 Hauptträgern in einem senkrechten Abstand von je 3,00 m und 7 lastverteilenden und 4 Auflager-Querträgern in einem in Brückenlängsrichtung gemessenen Abstand von 16,052 m dar.

Die Fahrbahnplatte von 22 cm Stärke in Beton B 370 ist durch Dübel und Bügel mit den Hauptträgern und den Querträgern mit Ausnahme der Querträger über den Mittelpfeilern schub- und zugfest verbunden. Der Verbund erstreckt sich auf die Verkehrslast und einen Teil des Eigengewichts.

Die Fahrbahnplatte erhält durch Absenken der Mittelpfeiler nach dem Erhärten des Betons über die ganze Länge der Brücke und zusätzlich über den Mittelpfeilern durch Vorspannung mittels Spannstahlbündel St 165 nach Freyssinet eine Druckvorspannung, die eine absolute Rissefreiheit der Platte bewirkt. Bei der Entwurfsbearbeitung zeigte es sich, daß eine Vorspannung durch Spannstähle allein nicht zweckmäßig ist, da zu große negative

Feldmomente auftreten. Die negativen Feldmomente entstehen durch die Verkehrslast und durch die Wirkung der Spannstahl-Vorspannung. Um auf der ganzen Oberfläche der Brücke die Betonzugspannungen klein zu halten,

18 t und 24 t zulässiger Belastung in Abständen von 32 bis 45 cm, für die Querträger Dübel von 9 t Tragkraft in 25 cm Abstand angeordnet. Die Endverankerung der Platte ist in Abb. 6 dargestellt.

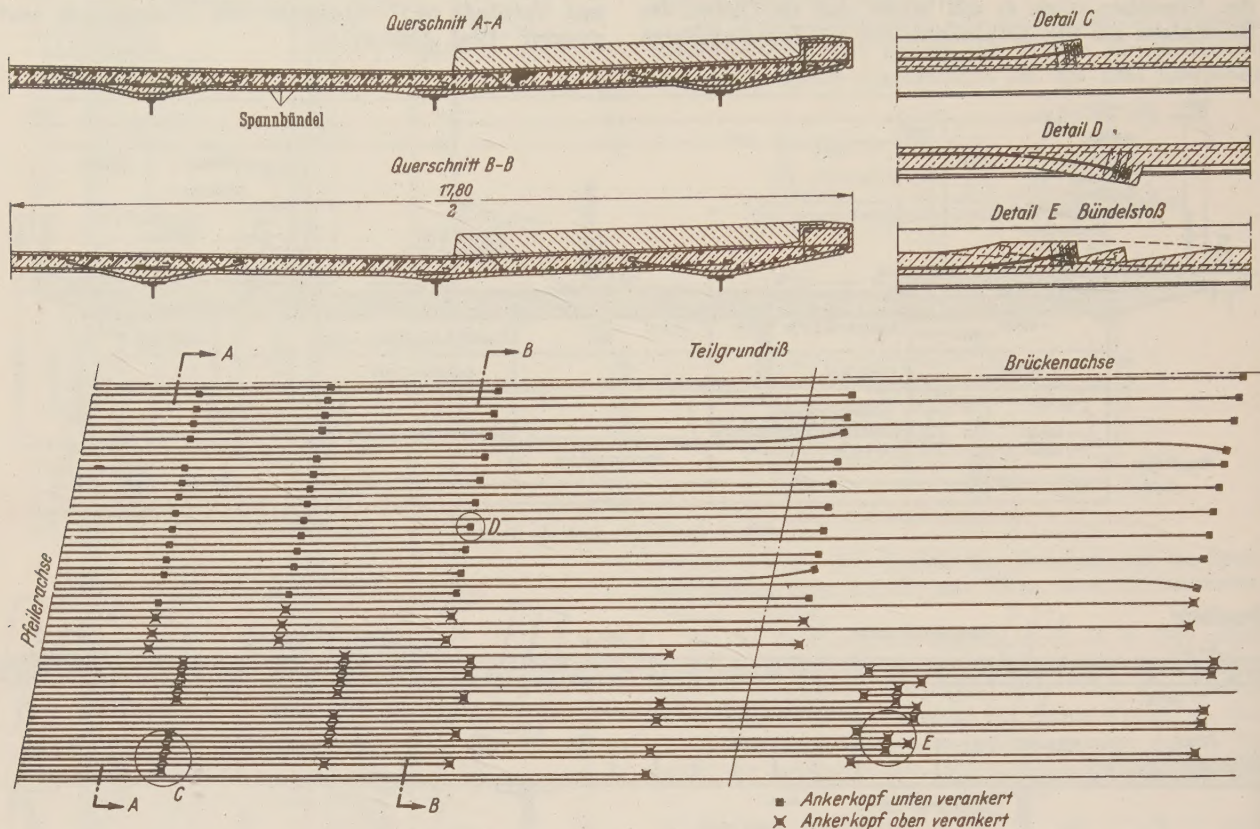


Abb. 7. Vorspannplan.

wurde eine zusätzliche Absenkung des Tragwerks notwendig. Es ergaben sich durch das Absenken Vorspannungen von 25 kg/cm², während die Vorspannungen durch Spannstähle auf 100 kg/cm² beschränkt wurden.

Die Verdübelung erfolgt durch Rippendübel mit Rundstahlbügeln, entsprechend dem Typ „a“ der Stuttgarter Versuche, Abb. 5. Für die Hauptträger sind Dübel von

Die Spannstahlvorspannung wurde abgestuft, Abb. 7. Die Spannstähle und die Verankerungsköpfe wurden gut verteilt, so daß die Einleitung der Vorspannkraft ohne große Spannungskonzentration erfolgt und die Beanspruchung der Dübel aus Vorspannkraften möglichst gleichmäßig erfolgt.

(Schluß folgt.)

Versuche über Kabelschellen anlässlich des Baues der Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen 1938.

Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart, und Dipl.-Ing. Hermann Maier, Stuttgart-Korntal.

(Fortsetzung aus Heft 3.)

Kabelschellenversuche.

Für die Versuche mit Kabelschellen wurde ein rund 1,2 m langes Kabelstück aus 61 Abschnitten der 65 mm dicken Brückenseile aufgebaut. Die Enden der Seile sind mit Bindendraht abgebunden, die äußere Drahtlage war vorher so abgeschliffen, daß der Durchmesser des umwickelten Teiles etwas kleiner ist als der Seildurchmesser. Da bei der Kabelschelle der Brücke infolge der Hängeseilrillen und der Endübergänge kein auswertbares Spannungsbild erzielt worden wäre, wurden besondere Versuchsschellen aus Stg 45.81 S mit gleichbleibendem Querschnitt und je drei Klemmschrauben auf jeder Seite hergestellt (Abb. 15). Die sechseckige Schelle erhielt 70, die runde 40 mm Wandstärke. Die zur runden Schelle gehörigen Futter waren einmal aus bis zu 5 mm dicken verzinkten Runddrähten ohne Überhöhung, das andere-

mal aus bis zu 15 mm dicken verzinkten Rundstählen mit 4 mm Überhöhung zusammengesetzt und an den Enden mit einem Zinkverguß gehalten (Abb. 16 und 17). Bei der sechseckigen Schelle wurden die Seitenflächen durch Einlage von 0,7 mm dicken Blechen gemäß Abb. 18 überhöht.

Mit diesen Versuchskörpern konnten die wirklichen Verhältnisse beim Aufbringen der Kabelschelle nachgeahmt werden, solange die Seile fast spannungslos waren. Da im Versuch ein Anspannen des kurzen Kabelstückes nicht durchführbar ist, konnten die Verhältnisse der Brücke bei voller ständiger Last unter Beachtung der Querschrumpfung der Seile nicht erfaßt werden. Die spannungslosen Seile sind durch Querpressung leicht verformbar. Bei den Seilversuchen hat das 67 mm runde Seil unter einer Querpressung von 30 t auf 45 mm Länge eine

Höhe von 65 mm und eine Breite von 73 mm angenommen. Diese Verformung ging unter der gleichen Querpressung auf ein kaum merkbares Maß zurück, sobald das Seil unter volle Längsspannung genommen wurde. Demnach läßt sich das spannungslose Seilbündel des Versuches leicht um mehrere Millimeter verdrücken, während die Seile im belasteten Kabel der Brücke ihre Form durch Querpressung kaum ändern. Bei den Versuchen wird sich also stets eine gleichmäßigere Klemmkraftverteilung durch das Nachgeben besonders stark gepreßter Seile einstellen,

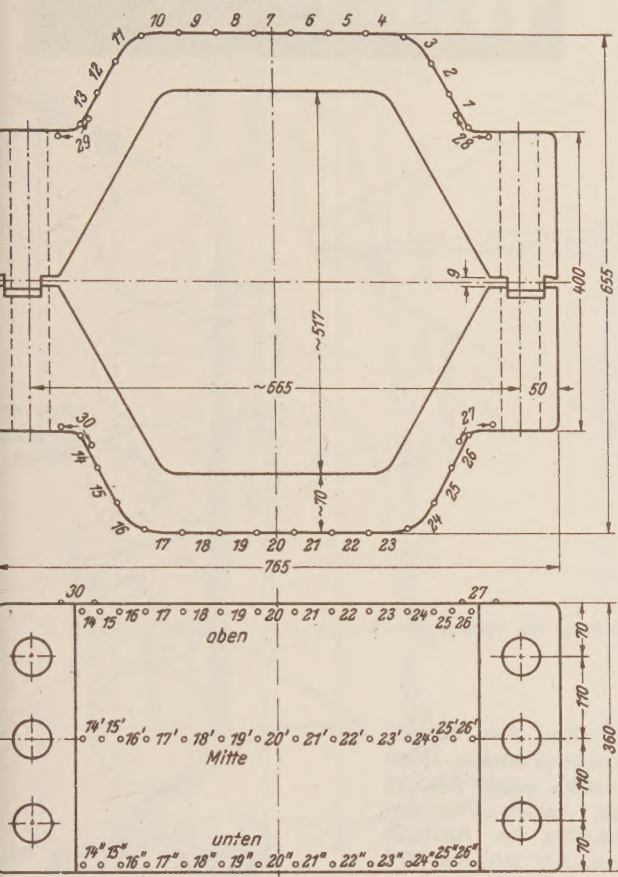


Abb. 15. Versuchsschellen mit Meßstrecken.

was bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse nicht übersehen werden darf. Die wirklichen Verhältnisse in der Brücke hätten wahrscheinlich mit einem Kabel aus vollen Rundstäben besser nachgeahmt werden können, wobei der Durchmesser der Rundstäbe dem Durchmesser der mit σ_g gespannten Seile entsprechen müßte. Auf eine solche Verhältnissreihe wurde jedoch verzichtet. Die wirklichen Verhältnisse wurden nachträglich durch Anklemmen der Versuchsschellen am fertigen, mit der vollen ständigen Last gespannten Kabel erforscht.

Bei den an der Materialprüfungsanstalt der T.H. Stuttgart durchgeführten Versuchen sollten folgende Messungen gemacht werden:

- a) Eichung der Schrauben, die zum Zusammenziehen der Kabelschellen verwendet werden, damit die in den Schrauben beim Zusammenbau der Schellen entstehenden Zugkräfte aus der gemessenen Dehnung bestimmt werden können.
- b) Ermittlung der in runden und in sechseckigen Schellen auftretenden Spannungen, die beim Anziehen der Schrauben durch den Klemmdruck des spannungslosen Kabelstückes entstehen.
- c) Feststellung des Widerstandes, den eine auf ein Kabel festgeklemmte Schelle ihrer Verschiebung entgegensetzt.

Die Versuche b) und c) wurden mit runden und sechseckigen Schellen, mit und ohne überhöhte Futter oder Sechseckseiten durchgeführt. Vom Herausziehen einzelner Seile zur Feststellung der Klemmkraftverteilung innerhalb des Kabels wurde abgesehen, weil durch die Nachgiebigkeit der Seile gänzlich andere Verhältnisse zu erwarten waren als in Wirklichkeit und solche Versuche nur zu falschen Schlüssen verleiten.

Beim Zusammenbau der Versuchsstücke konnten gleichzeitig praktische Fragen für den Einbau der Schellen an der Brücke geklärt werden. So zeigte sich, daß das Seilbündel größeren Durchmesser hatte, als bei 65 mm und einer gewissen Toleranz des Seildurchmessers angenommen worden war. Beide Schellenarten konnten deshalb erst nach Vergrößerung der Lichtweite um 3 mm durch Hobeln bzw. Ausdrehen der Innenflächen auf das Seilbündel aufgeklemmt werden. Die runde Schelle hatte demnach bei 12 mm Weite der Stoßfuge einen lichten Durchmesser von 599 mm. Das Kabel mit den Futterbeilagern zeigte in ungepreßtem Zustand 609 mm Durchmesser, entsprechend mußte die Kabelschelle beim Aufschrauben etwas auseinandergebogen werden. Ähnliche

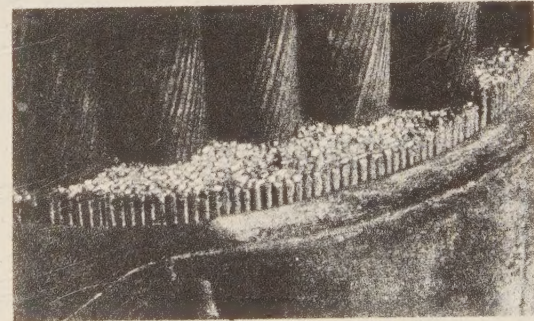
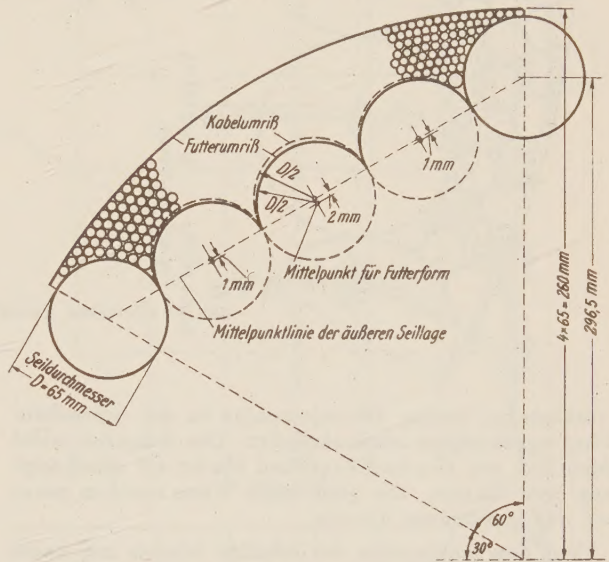


Abb. 16. Paralleldrahtfutter mit Zinkverguß an den Enden für Versuche 1—11.

Verhältnisse lagen bei der sechseckigen Schelle vor. Die lichte Weite betrug nach dem Aushobeln bei 12 mm Stoßfugenöffnung 520 mm, während das noch nicht gepreßte Drahtseilbündel etwa 526 mm dick war (einschriebener Kreis). Außerdem konnte festgestellt werden, daß die 2zölligen Schrauben aus St 52 von zwei Männern mit einem 2 m langen Hebel bis zur Streckgrenze angezogen werden können.

Das Ergebnis der Eichung der 2zölligen Schrauben ist in Abb. 19 dargestellt. Die Meßstrecke $L = 530$ mm entspricht dem Abstand der an besonderen zapfenförmigen

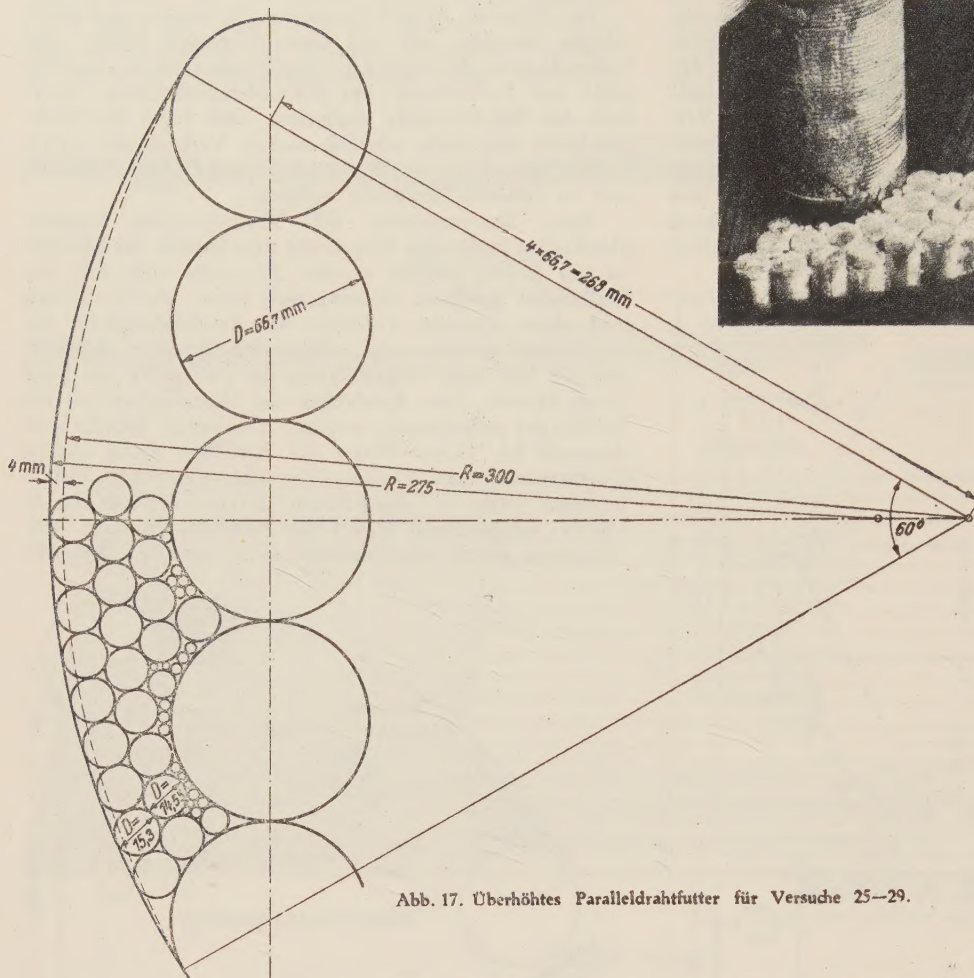


Abb. 17. Überhöhtes Paralleldrahtfutter für Versuche 25–29.

Ansätzen an beiden Schraubenenden in der Schraubenachse angebrachten Meßbohrlöcher. Die Schraube selbst dehnt sich nur zwischen Kopf und Mutter auf eine Länge von etwa 420 mm. Die gemessenen Werte stimmen genau mit den gerechneten überein.

Vor dem Anklemmen der Schellen wurden mit einem Setzdehnungsmesser ($1/300$ mm Ablesegenauigkeit) die auf den äußeren Flächen der Schellen angebrachten Meß-

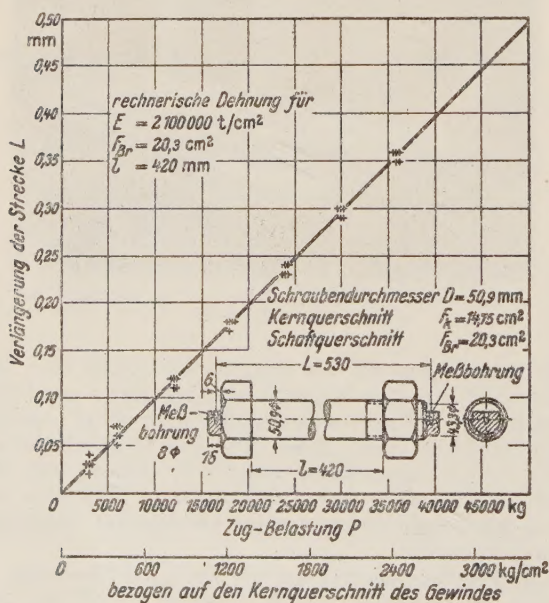


Abb. 19. Eichkurve der Schraubenkraft.

strecken von 50 mm Länge gemessen. Dann wurden gemäß Abb. 20 die beiden Versuchsschellen im Abstand von 300 mm um 90° versetzt auf das Seilbündel aufgeschraubt. Die Flansche der oberen eigentlichen Versuchsschelle S1 stützen sich auf zwei auf der unteren Platte der Prüfmaschine stehende I-Träger. Auf der oberen Fläche der Flanschen der unteren Schelle S2 sind zwei weitere I-Trägerstücke aufgestellt, die sich beim Hochführen des Kolbens der Prüfmaschine gegen die obere Druckplatte legen. Eine Steigerung der Belastung wirkt auf eine Vergrößerung des Abstandes der beiden Schellen S1 und S2 hin. Mit Meßuhren M können die Bewegungen der Schelle S1 in bezug auf das obere Ende des Seilbündels und die Vergrößerung

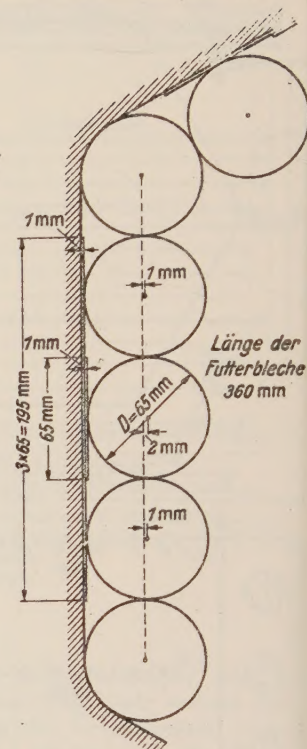


Abb. 18. Blechfutter zur Überhöhung der Seiten der Sechseckschelle.

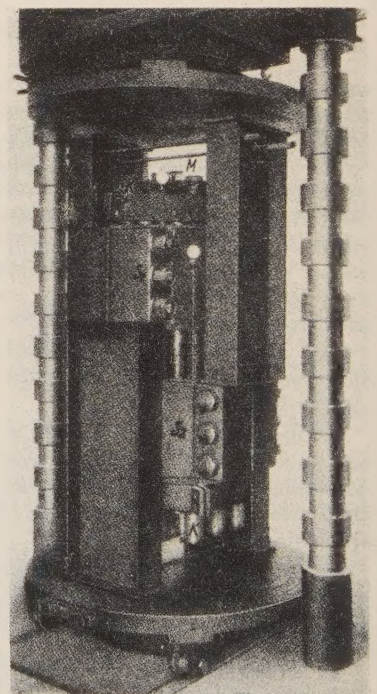


Abb. 20. Anordnung der Kabelschellen in der Presse.

des Abstandes zwischen den beiden Schellen gemessen werden. Während der Durchführung der Versuche wurde dafür Sorge getragen, daß die untere Schelle jeweils stärker angepreßt war als die obere, so daß zwischen der unteren Schelle und dem Kabel nur geringe Verschiebungen zu erwarten waren.

Die Versuche wurden mit folgender Abstufung der Schraubenkräfte durchgeführt:

Zugspannung im Kernquerschnitt der Schrauben		Zugkraft Z in 6 Schrauben
kg/cm ²		kg
rd. 620	Mittel aus sechs gemessenen Dehnungen	55 200
rd. 1250		110 400
rd. 1815		160 800
rd. 2400		212 400

Außer der von der Prüfmaschine ausgeübten Kraft wirkt das Gewicht des Kabelstückes und der unteren

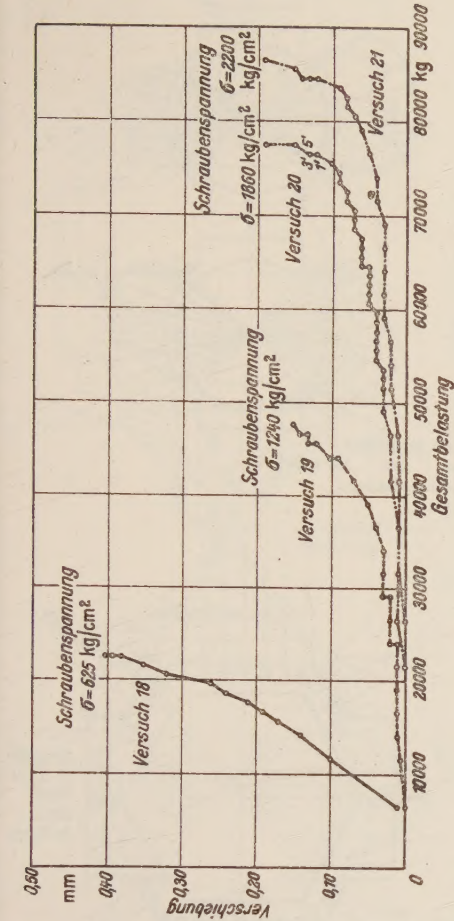


Abb. 23.

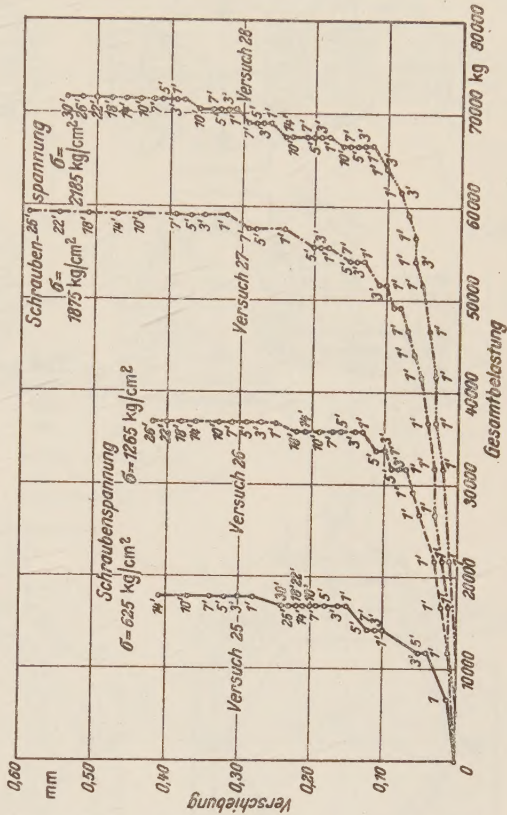


Abb. 24.

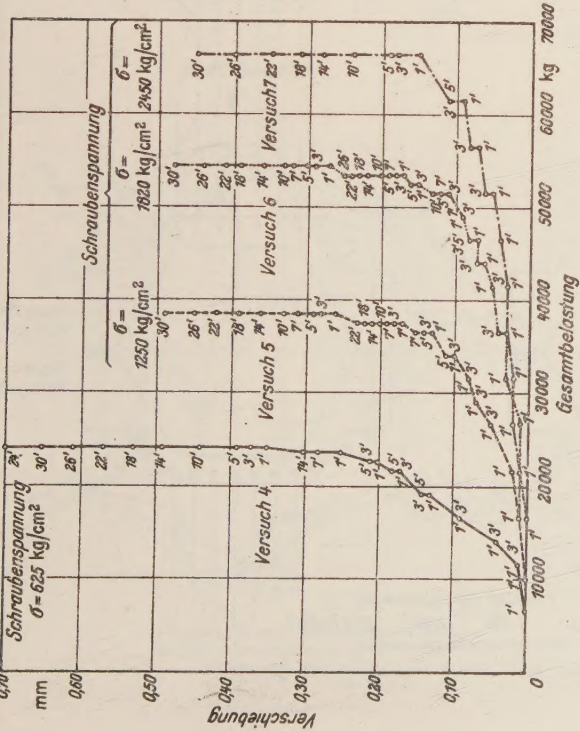


Abb. 21.

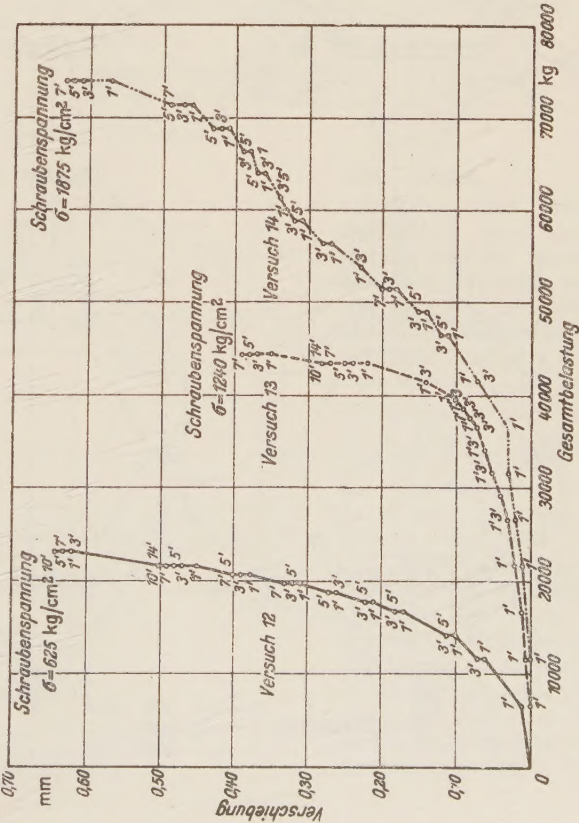
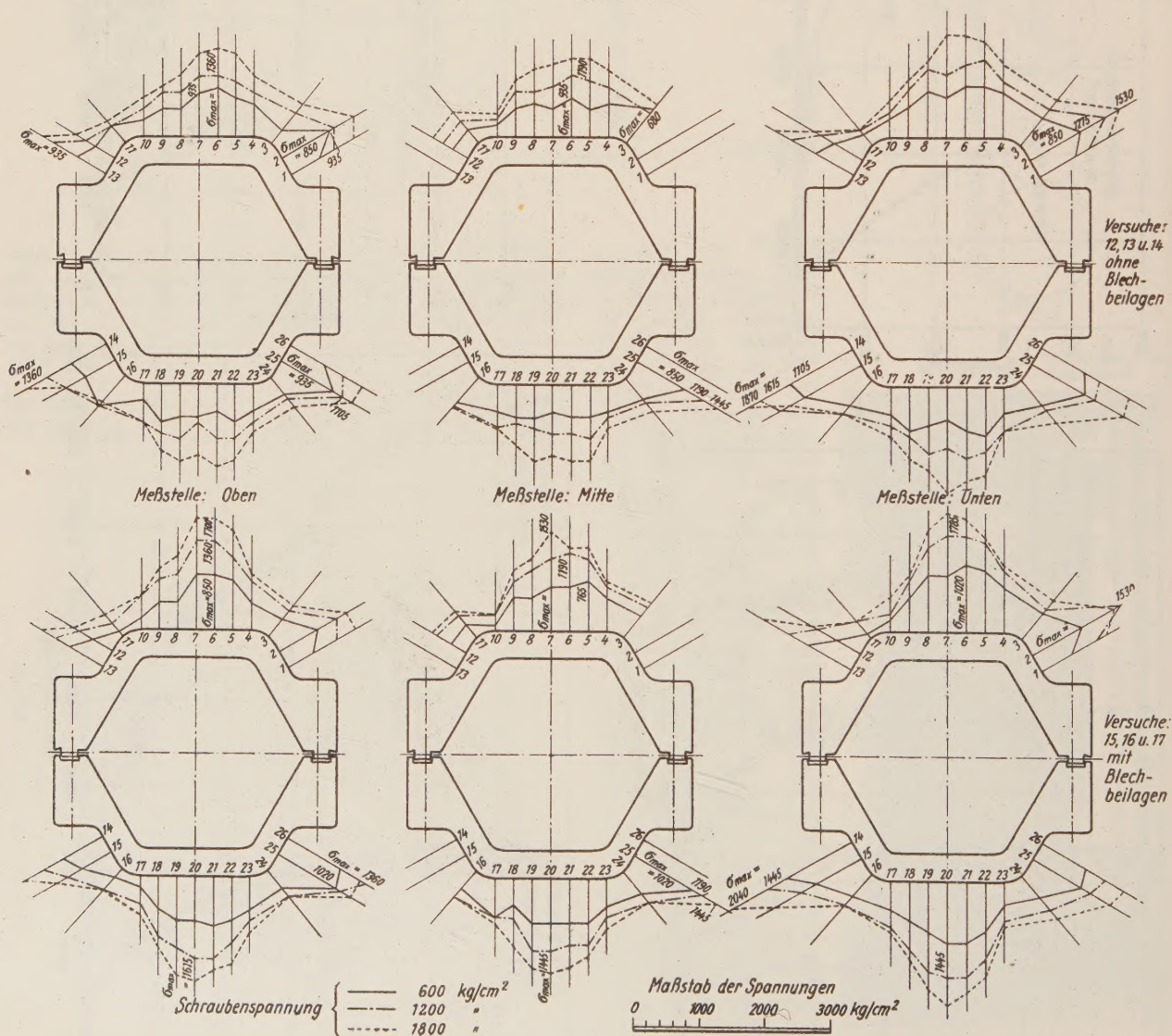
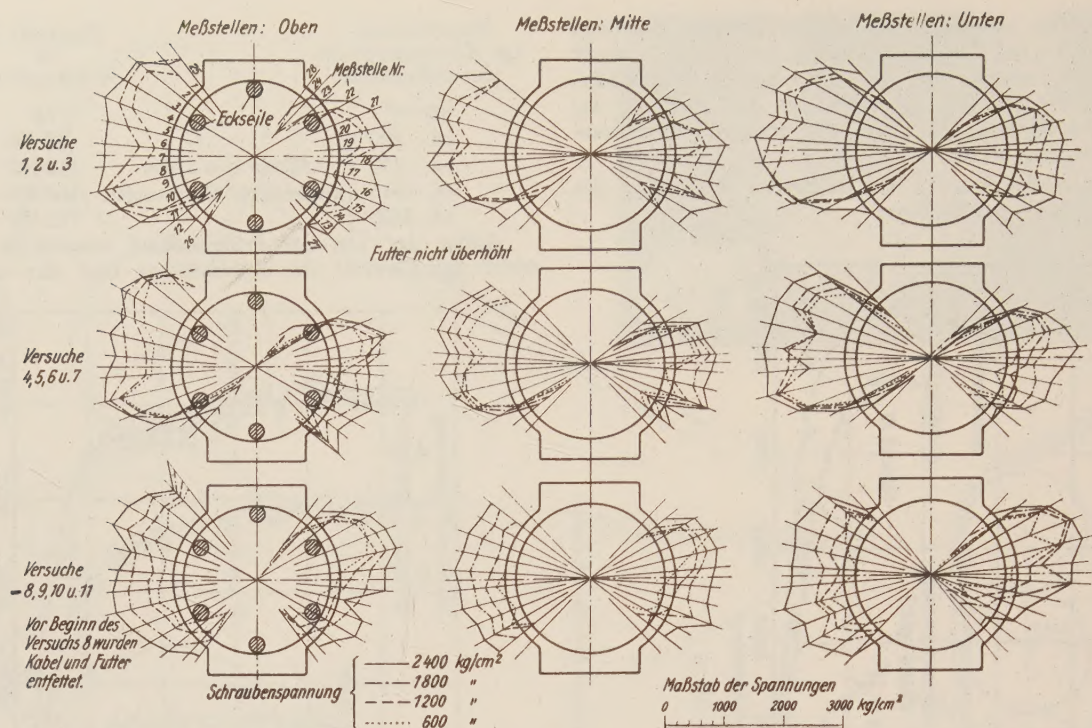


Abb. 22.



Schelle von rd. 1600 kg als Gleitkraft. Wenn die Verschiebung der Schelle innerhalb einer Minute kleiner als 0,01 mm war, wurde in der Regel die Gleitkraft weiter gesteigert, bis eine dauernd fortschreitende Zunahme der Verschiebung zu beobachten war. Einige so gemessene Belastungsverschiebungs - Diagramme für verschiedene Schellenarten sind in den Abb. 21 bis 24 eingetragen. Die

bei den Meßstellen angeschriebenen Zahlen bedeuten die Minuten nach dem Aufbringen der neuen Last.

Bei den ersten Versuchen wurde aus dem zusammengepreßten Seilbündel so viel Öl aus den Zwischenräumen der einzelnen Drahtlagen herausgepreßt, daß die Seile vollständig ölig waren. Ein Teil der Versuche wurde deshalb nach dem Entfetten der Seiloberflächen wieder-

Meßstellen oben

Meßstellen Mitte

Meßstellen unten

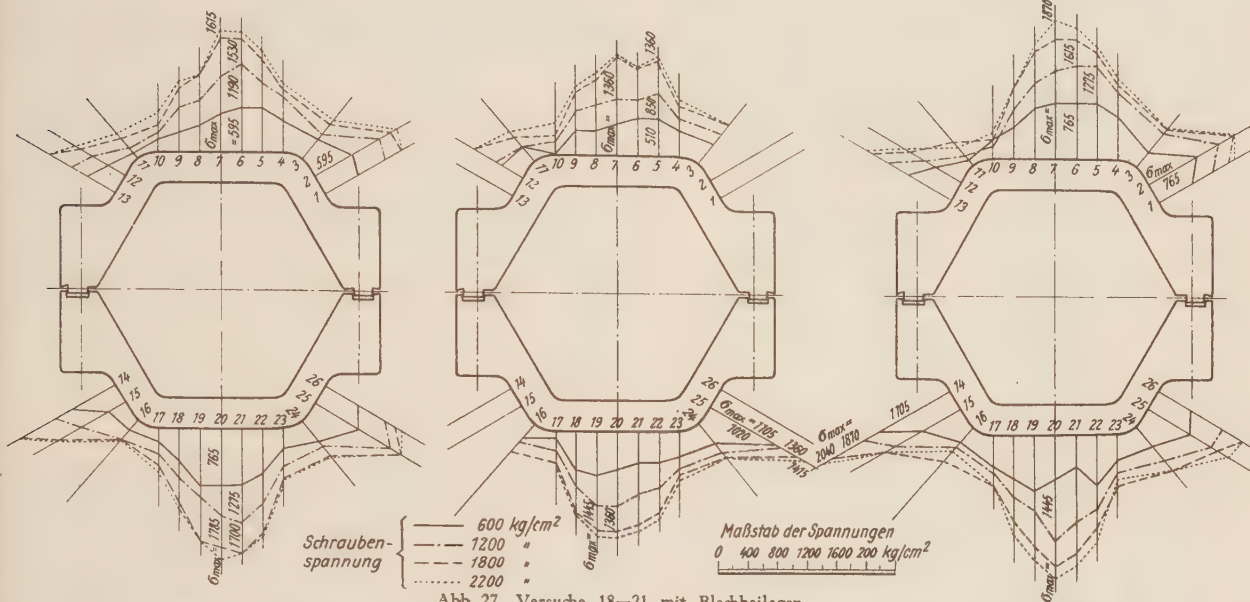


Abb. 27. Versuche 18—21 mit Blechbeilagen.

Meßstelle: Oben

Meßstelle: Mitte

Meßstelle: Unten

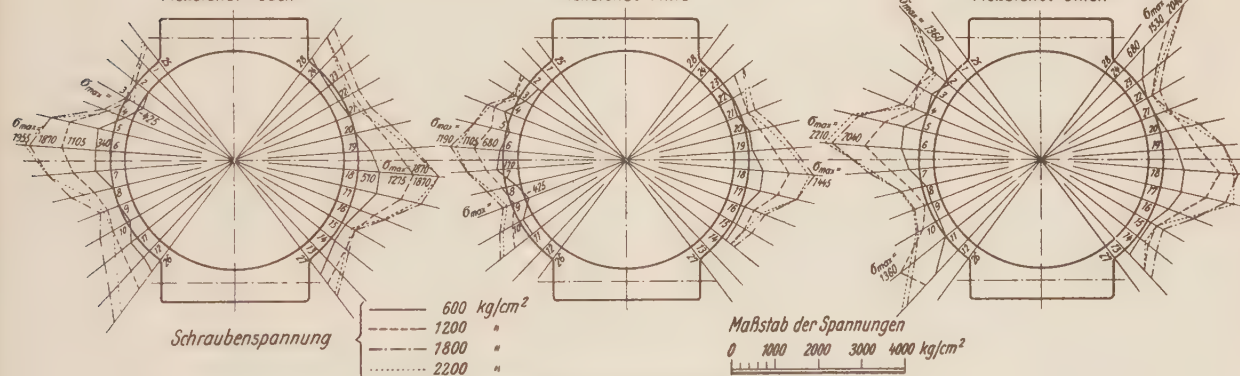


Abb. 28. Versuche 25—28 mit überhöhtem Paralleldrahtfutter.

Meßstelle: Oben

Meßstelle: Mitte

Meßstelle: Unten

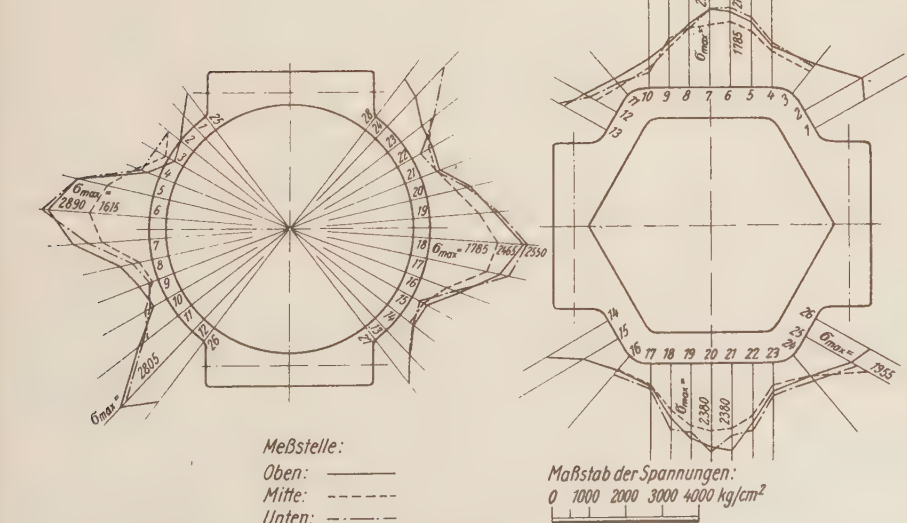


Abb. 29.

Versuch 29 mit überhöhtem Drahtfutter
für Schraubenspannung $\sigma_k = 3100 \text{ kg/cm}^2$.

Versuch 30 mit Blechbeilage
bei $\sigma_k = 3100 \text{ kg/cm}^2$.

Abb. 25—29. Spannungen an den Außenflächen der Kabelschellen.

holt. Bei allen Versuchen muß jedoch damit gerechnet werden, daß die reinen Reibungswerte zwischen den Seilen einerseits und den Futtertern oder Kabelschellen andererseits durch das Öl niedriger waren als am Bauwerk.

Das Ergebnis aller Versuche ist in Tabelle 2 zusammengestellt. Als Gleitkraft wurde der Wert eingesetzt, bei dem das Gleiten nicht mehr zum Stillstand kam. Das Verhältnis Gleitkraft/Schraubkraft L/Z schwankt zwischen 0,31 und 0,61. Die hohen Werte sind nur bei niedrigen Schraubkräften aufgetreten, weil dann eine hohe Klemmkraft durch das Aufkleben der zu kleinen Kabelschellen vorhanden war (vgl. Fall 2, Abb. 4),

Tabelle 2. Ergebnisse der Versuche zur Berechnung des Gleitwiderstandes zwischen Schelle und Kabel.

1	2	3	4
Versuch	Zugkraft in den 6 Schrauben Z kg	Gleitkraft L kg	Verhältnis L Z
Runde, ausgedrehte Kabelschelle, Seile und Futter nach Abb. 16 im Einlieferungszustand			
1	55 200	24 100	0,44
2	110 400	39 100	0,35
3	160 200	51 600	0,32
Runde, ausgedrehte Kabelschelle, Seile und Futter nach Abb. 16 im Einlieferungszustand. Wiederholung der Versuche 1 bis 3			
4	55 200	24 100	0,44
5	110 400	38 600	0,35
6	160 800	54 600	0,34
7	212 400	66 600	0,31
Runde, ausgedrehte Kabelschelle, Seile und Futter entfettet			
8	55 200	23 600	0,43
9	111 600	38 600	0,34
10	163 200	54 600	0,33
11	212 400	66 600	0,31
Sechseckige, ausgeholte Kabelschelle, Seile im Zustand nach Versuch 11 ohne weitere Behandlung			
12	55 200	23 100	0,42
13	109 800	44 600	0,41
14	165 600	74 100	0,45
Sechseckige, ausgeholte Kabelschelle mit Blechbeilagen von 1 mm Dicke nach Abb. 18, untere Kabelschelle gleitet auf dem Seilbündel			
15	55 200	33 600	0,61
16	109 800	58 600	0,53
17	165 600		
Wie Versuche 15 bis 17, Kabelschelle vorher zur Entspannung der Seile abgenommen und erneut eingebaut			
18	55 200	23 600	0,43
19	109 800	48 600	0,44
20	164 400	77 600	0,47
21	193 800	86 600	0,45
Sechseckige, unbearbeitete Kabelschelle mit Blechbeilagen von 1 mm Dicke nach Abb. 18			
22	55 200	22 600	0,41
23	109 800	55 600	0,50
24	165 600	80 600	0,49
Runde, ausgedrehte Kabelschelle, überhöhtes Paralleldrahtfutter nach Abb. 17			
25	55 200	17 600	0,32
26	111 600	36 600	0,33
27	165 600	59 100	0,36
28	192 500	71 600	0,37

die jedoch nicht entsprechend der Schraubenzugkraft anwachsen konnte, weil die Klemmkraftverteilung durch die Nachgiebigkeit der Seile und Schelle gleichmäßiger wurde. Beim Versuch 15 ist der Reibungswert zwischen den Blechbeilagen und den öligen Seilen etwa $\mu = 0,15$ (zwischen bearbeiteten Schellen und Beilagen ist μ größer), demnach ist die Klemmkraft

$$Kl = \frac{33,6}{0,15} = 224 \text{ t,}$$

$$m = \frac{Kl}{Z} = \frac{224}{55,2} = 4,05,$$

d. h. die Klemmkraftverteilung liegt bei Fall 2 (Tafel Abb. 4). Schon bei der nächsten Laststufe fällt m ab auf

$$m = \frac{58,6}{0,15 \cdot 109,8} = 3,56$$

und bei einer Wiederholung des Versuches 15 (Versuch 18) wurde m unter sonst gleichen Verhältnissen

$$m = \frac{23,6}{0,15 \cdot 55,2} = 2,84,$$

also wesentlich kleiner als bei Versuch 15. Man erkennt, daß die hohen m -Werte für die Klemmkraftverteilung mit Sechseckschellen nicht zuverlässig erreicht und deshalb nicht ausgenützt werden können.

Unter den höheren Schraubenspannungen (1800 bis 2400 kg/cm²) schwankt das Verhältnis L/Z nur mehr zwischen 0,31 und 0,47, bei überhöhten Futterern sogar nur zwischen 0,36 und 0,47, so daß bei dem Reibungswert 0,13 bis 0,14 der Wert m zwischen 2,8 und 3,3 schwankt, was ziemlich gleichmäßiger Klemmkraftverteilung entsprechen kann, die bei dem weichen Seilbündel und

Überhöhung der Futter an den Sechseckseiten zu erwarten ist. Die Versuche bestätigen, daß für runde Schellen mindestens mit $m = 2,8$ gerechnet werden darf.

Soweit die Werte der Sechseckschellen höher liegen als bei den runden Schellen, ist dies außer der Keilwirkung (Fall 2) auch der größeren Reibung zwischen der harten bearbeiteten Schellenfläche und dem harten Seil

Tabelle 3. GröÙte und kleinste Spannungen in den Schellenwandungen bei einer Schraubenspannung von rd. 1800 kg/cm².

Schelle	Spannung in kg/cm ²		Spannung in kg/cm ² als Mittelwert der Max.- u. Min.-Werte jeder Meßreihe (6 Meßreihen)	
	max (absolut)	min (absolut)	max (Mittel)	min (Mittel)
Runde Schelle mit Paralleldrahtfutter	+ 2120	— 340	+ 1650	+ 15
Sechseckschelle	+ 2335	— 700	+ 1700	— 290
Runde Schelle mit Betonfutter	+ 2140	+ 610	+ 1775	+ 820

+ = Zugspannung

— = Druckspannung

(0,17) gegenüber der Reibung von Seil auf verzinkten Futterstäben (0,13) zuzuschreiben. Bei den Versuchen wurden die Futter nicht mit Sandstrahlgebläse aufgeraut, demnach kam die Verbesserung des Reibungswertes von 0,13 auf 0,16 den runden Schellen am Bau noch zugute.

Die an den Schellen außen gemessenen Dehnungen (Meßstellen siehe Abb. 15) wurden in die entsprechenden Spannungen umgerechnet und in Abb. 25—28 jeweils senkrecht von der äußeren Schellenwand aus aufgetragen. Meist sind die Spannungen in der Nähe der Schraubenbacken niedrig oder sogar negativ, was vom Aufkeilen der für das Seilbündel zu kleinen Kabelschellen herrührt.

Bei den runden Schellen ohne Überhöhung der Futter traten die größten Spannungen (bis 1540 kg/cm²) bei niedrigen Schraubenkräften auf und nahmen mit zunehmender Schraubenkraft meist ab, was wohl so zu erklären ist, daß zunächst durch ungleiche Klemmkraftverteilung große Biegemomente vorhanden waren, die bei größerem Anpreßdruck durch gleichmäßigere Verteilung des Kabelgegendruckes abgebaut wurden, während die Ringzugspannungen zunahmen. Aus dem Verlauf der Spannungslinien für große Schraubenkräfte erkennt man, daß der Gegendruck an den Eckseilen stärker war als an den Seiten des Sechseckes, was die Überhöhung der Futter rechtfertigt. Tatsächlich liegen bei überhöhten Futterern (Abb. 28 u. 29) die größten Spannungen über der Mitte der Sechseckseiten, was vermuten läßt, daß die Überhöhung noch etwas zu stark war. Hier wurden die größten Spannungen (2210 kg/cm²) bei Schraubenkräften von $\sigma_k = 2200$ kg/cm² beobachtet. Bei einer Schraubenspannung von 3100 kg/cm² erhöhte sich die Spannungsspitze an der gleichen Stelle der Kabelschelle nur auf 2890 kg/cm².

Bei den wesentlich dickeren sechseckigen Schellen ohne überhöhende Beilagen traten die größten Spannungen im schon rechnerisch untersuchten Schnitt α (Meßstellen 7 und 20) auf. Sie blieben bei allerdings nur 1800 kg/cm² Schraubenspannung unter 1800 kg/cm², sind also trotz beinahe doppelter Wandstärke kaum niedriger als bei den runden Schellen. Die Spannungen nehmen teilweise am Übergang zum Schraubenbacken ähnlich hohe Werte an, sie sind am niedrigsten in der Nähe der Ecke.

Durch die Blechbeilagen ändert sich der Spannungsverlauf nur wenig. Bei einer Schraubenspannung von $\sigma_k = 3100$ kg/cm² wurde die größte Spannung zu 2380 kg/cm² gemessen, also etwas niedriger als bei der dünnen runden Schelle.

(Schluß folgt.)

Zur Theorie der plastischen Knickung.

Von Prof. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Dortmund.

I. Seit die in erster Linie von Fr. Engesser (1895) gegebene Theorie der plastischen Knickung durch die Versuche von Th. v. Kármán (1909) erhärtet worden war, galt die Theorie als gesichert. Eine große Zahl von Veröffentlichungen schloß sich an die beiden Klassiker an, so daß heute fast alle praktisch wichtigen Aufgaben auf der Grundlage der Engesser-v.-Kármánschen Knicktheorie gelöst werden können.

Es bringt daher eine Umwälzung, wie sie in der Theorie der Baukonstruktionen noch kaum dagewesen ist, wenn F. R. Shanley [1] vor kurzem gezeigt hat, daß die Grundlagen der Theorie der plastischen Knickung einer Revision bedürfen. Es ist zwar im einzelnen noch nicht zu übersehen, wieweit sich diese praktisch auswirken wird. Wir wollen diese Folgen nicht überschätzen, eines steht aber schon heute fest:

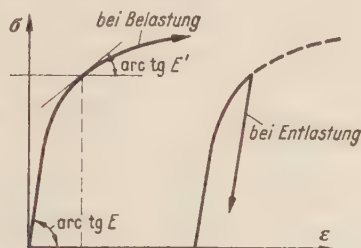


Abb. 1

Die Theorie nach Engesser-v. Kármán ist unvollständig bzw. unzutreffend, jedenfalls soweit es sich um die Knickung im Verfestigungsbereich handelt.

Die folgenden Betrachtungen beschränken sich auf den Fall des geraden Druckstabes. Z. B. für die plastische Knickung von Stabwerken oder für die plastische Platten- und Schalenbeulung gelten ähnliche Zusammenhänge.

Unter Knicklast verstehen wir bisher jene „kritische“ Belastungshöhe, bei der die gerade Gleichgewichtsform des Stabes indifferent wird und bei der infolgedessen auch Ausbiegungen möglich sind. Die Höhe der Belastung ist bei diesem sog. Stabilitätswechsel konstant.

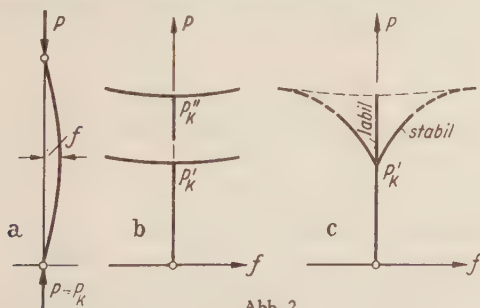


Abb. 2

a) Betrachten wir zunächst die erste Hypothese, daß beim Ausknicken des Stabes unter der kritischen Belastung P_k an keiner Stelle eine Abnahme der Spannung eintritt.

Zwischen Dehnungen und Spannungen besteht die Beziehung $E' \cdot \Delta \epsilon = \Delta \sigma$, worin $E'(\sigma)$ die Steigung der Spannungsdehnungslinie ist, vgl. Abb. 1. Die zugehörige Knicklast des geraden Stabes ist

$$P_k = \frac{\pi^2 E' J}{l^2} \quad (\text{F. Engesser, 1889}). \quad (1)$$

Die Größe f der Ausbiegung in Stabmitte kann nach der linearisierten Theorie nicht angegeben werden. Für Belastungen $P > P_k$ liefert die Theorie zweiter Ordnung $P = P(f)$, etwa so, wie es in Abb. 2 b schematisch dargestellt ist.

Bei unveränderter Druckkraft ist aber eine Ausbiegung nicht möglich, ohne daß auf der Außenseite des gebogenen Stabes eine Entlastung (Spannungsabnahme) eintritt: Dies ist der bekannte Widerspruch, der dazu führte, daß Engesser seine Theorie 1895 verbesserte, indem er den Knickmodul T an Stelle von E' einführt.

b) Nach der zweiten Hypothese tritt das Spannungsbild im ausgebogenen Stab nicht mehr nach Abb. 3 a ein, sondern nach Abb. 3 b. Die Ausbiegung $f = f(P)$ ent-

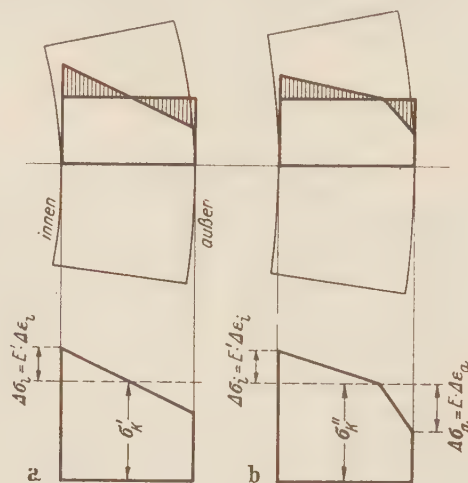


Abb. 3. Spannungsbild im ausgebogenen Stab: a) Engesser 1889, b) Engesser 1895.

spricht dem oberen Verzweigungspunkt in Abb. 2 b, d. h. der Stab bleibt bis zur Belastung mit

$$P_k'' = \frac{\pi^2 T J}{l^2} \quad (2)$$

(Engesser 1895 — v. Kármán 1909) gerade, und er biegt sich erst unter P_k'' „mehr oder weniger plötzlich“ aus, und zwar ohne daß sich dabei, wenigstens zunächst, die Höhe der Belastung verändert.

Für den Fall eines Stabes mit Rechteckquerschnitt ist der Engessersche Knickmodul gleich

$$T = \frac{4 E E'}{(\sqrt{E} + \sqrt{E'})^2}, \quad (3)$$

woraus man erkennt, daß immer $T > E'$ ist und die Knickspannungen $\sigma_k'' > \sigma_k'$.

c) Auf der Grundlage von Hypothese b) baut bekanntlich der größte Teil der theoretischen Untersuchungen über plastische Knickung auf. F. R. Shanley [1] machte nun zuerst darauf aufmerksam, daß die Hypothesen a) und b) nicht alle möglichen Fälle erfassen. Die Shanleysche Widerlegung der Engesser-v.-Kármánschen Hypothese b) kann etwa wie folgt erläutert werden:

Die Dehnungen des noch geraden Stabes sind unter der Engesser-Belastung P_k' gleichmäßig (Abb. 4a). Abb. 4b zeigt die Dehnungen des schon etwas ausgebogenen Stabes unter $P_k + \Delta P$. Man kann sich nun vorstellen, daß der Übergang von Zustand a) nach b) allmählich und so stattfindet, daß die Biegung gleichzeitig mit der Laststeigerung eintritt. In diesem Falle genügen die Formänderungen im ganzen Querschnitt dem linearen Gesetz $\Delta \epsilon = \Delta \sigma / E'$ und der Belastungszustand $P > P_k$ muß labil sein, weil ja außer der geraden Gleichgewichtslage auch eine gebogene Gleichgewichtsform möglich ist: Shanley schloß daraus, daß die Hypothesen a) bzw. b) Widersprüche enthalten, und daß an ihre Stelle eine andere zu treten hat, nämlich: Die „Knickbelastung“ ist zwar größer als P_k' , aber für $P > P_k'$ treten bereits pla-

stische Ausbiegungen auf, wobei die Größe der Ausbiegung f entsprechend P wächst.

Abb. 4c zeigt den Grenzfall $\Delta \varepsilon_a = 0$, bei dem eben noch keine Entlastung eintritt; für größere Ausbiegungen können jedoch Dehnungen nach Abb. 4d maßgebend werden.

Schluß. Die Grenzlast P'_k nach Shanley stimmt zwar der Größe nach mit der Knicklast P'_k nach der ersten Engesser-Formel Gl. (1) überein. Sie ist jedoch trotzdem in keiner Weise mit den Knickbelastungen nach der bisherigen Auffassung gleichzusetzen, sondern sie bringt eine bisher nicht bekannte Verallgemeinerung der Fragestellung, und zwar offenbar eine solche, wie sie den bei den Bauteilen wirklich vorkommenden Verhältnissen entspricht.

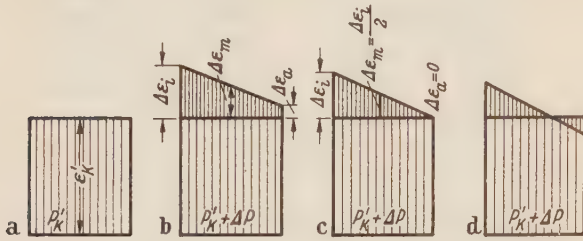


Abb. 4

P'_k nach der verbesserten Gl. (2) entspricht dem Verzweigungspunkt, bei dem der Stab unter unveränderter Last „mehr oder weniger plötzlich“ ausbiegen kann. Demgegenüber ist die Shanley-Belastung P'_k jener Wert, oberhalb dessen plastische Stabverbiegungen f eintreten können, falls gleichzeitig auch die Belastung um eine gewisse Größe $\Delta P = \Delta F(f)$ gesteigert wird. Dies ist also eine durchaus neuartige „Stabilitätsgrenze“.

Wenn die Ausbiegung des Stabes während der Steigerung der Druckkraft durch geeignete Maßnahmen verhindert wird, so ist die gerade Gleichgewichtsform des Stabes nach Shanleys Theorie nach Fortfall der besonderen Maßnahmen auch für Werte $P'_k < P < P''_k$ wieder stabil, solange dabei die Belastungshöhe P unverändert bleibt. Ein Verzweigungspunkt unter steigender Belastung (nach Art der Abb. 2c) ist daher theoretisch nicht nur mit P'_k beginnend möglich, sondern ebenso für jeden zwischen den Werten P'_k und P''_k liegenden Wert P .

Shanley gibt in [1] ein vereinfachtes Beispiel, das erlaubt, die Zusammenhänge wenigstens grundsätzlich in einem größeren Bereich besser zu übersehen. Hierauf soll in einem besonderen Bericht noch näher eingegangen werden.

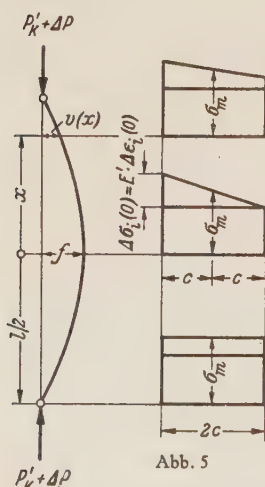


Abb. 5

Man erkennt ohne weiteres, daß mit P'_k noch keineswegs die Grenze der Tragfähigkeit erreicht ist. Dem „plastischen Knicken“ geht lediglich von der Belastung P'_k ab eine plastische Verbiegung des Stabes voraus. Die Zusammenhänge werden daher recht verwickelt und sind bisher noch nicht näher bekannt. Es geht aber m. E. weit über das Ziel hinaus, wenn z. B. Massonnet [2] S. 361 meint, daß man jetzt wieder auf die aus Knickversuchen abgeleiteten Formeln für die Knickspannung (zum Beispiel die von Tetmajer u. a.) zurückgehen

müßte. Es sei hier lediglich darauf hingewiesen, daß z. B. die Vorschriften in DIN 4114 auf der Annahme eines Bau-

stahles mit ausgeprägter Fließgrenze basieren, so daß die betr. Werte vorläufig wohl ohne Bedenken weiter verwendet werden können. Die Bedeutung der vorstehenden Feststellungen für den praktischen Stahlbau darf m. E., wie schon eingangs gesagt wurde, nicht überschätzt werden. Sie sind aber besonders dadurch bemerkenswert, daß die Grundlagen der bisherigen Theorie der plastischen Knickung widerlegt bzw. neu aufgerollt werden.

Für die weitere Entwicklung der baustatischen Theorien ergibt sich nach v. Kármán in [1] S. 268 die Schlußfolgerung, daß der Begriff der Stabilitätsgrenzen für nicht umkehrbare Vorgänge neu definiert werden muß. An anderer Stelle zeige ich, daß entsprechende Feststellungen sinngemäß auch für andere Fälle von Belastungen im plastischen Bereich gelten.

II. Die vorstehend wiedergegebenen Gedankengänge kann man für eine erste Orientierung etwa wie folgt weiterführen: Setzen wir für den Querschnitt in Stabmitte ($x = 0$) gerade den Grenzfall der Spannungsverteilung (Abb. 4c) voraus, dann ist für die Belastung mit $(P'_k + \Delta P)$ und an beliebiger Stelle x des Stabes, vgl. Abb. 5

$$M(x) = (P'_k + \Delta P) \cdot v(x). \quad (4)$$

Für kleine Ausbiegungen $v(x)$ ist der Krümmungshalbmesser $\rho(x)$ angenähert gleich

$$\frac{1}{\rho(x)} = \frac{d^2 v(x)}{dx^2} = -\frac{M(x)}{E' J} \quad (5)$$

und die Differentialgleichung für die Biegelinie wird

$$\frac{d^2 v(x)}{dx^2} + \frac{(P'_k + \Delta P)}{E' J} \cdot v(x) = 0. \quad (6)$$

Es sei besonders darauf hingewiesen, daß — im Gegensatz zu der bekannten Ableitung der Euler-Gleichung — hier M und v nicht nur von x , sondern auch von ΔP abhängen. Man müßte also genau genommen schreiben $M(x, \Delta P)$ und $v(x, \Delta P)$. In der Nähe der Belastung P'_k und für sehr kleine Ausbiegungen kann man ΔP sicher im Vergleich zu P'_k vernachlässigen.

Die homogene Differentialgleichung

$$\frac{d^2 v(x)}{dx^2} + \frac{P'_k}{E' J} \cdot v(x) = 0 \quad (7)$$

hat für gelenkige Lagerung des Stabes an beiden Enden und bei Beschränkung auf den Fall symmetrischer Ausbiegungen die Lösung

$$v(x) = f \cdot \cos\left(\sqrt{\frac{P'_k}{E' J}} \cdot x\right). \quad (8)$$

Aus den Randbedingungen folgt

$$f \cdot \cos\left(\sqrt{\frac{P'_k}{E' J}} \cdot \frac{l}{2}\right) = 0$$

oder für $f \neq 0$ der Eigenwert gemäß

$$P'_k = \frac{\pi^2 E' J}{l^2}. \quad (9)$$

Insofern besteht also weitgehende Übereinstimmung mit den allgemein geläufigen Zusammenhängen. Während jedoch die Mittelausbiegung f aus der linearisierten



Abb. 6.

Gl. (7) nicht zu bestimmen ist und für die Umgebung des Verzweigungspunktes auch nach der Theorie zweiter Ordnung unbestimmt bleibt, da dort eine waagrechte Tangente vorhanden ist (Abb. 2), ergeben sich nach der Betrachtungsweise von Shanley eindeutige Abhängigkeiten. Für sehr kleine Belastungszunahmen ΔP kann man diese wie folgt abschätzen:

Für einen symmetrischen Stabquerschnitt folgt aus dem Dehnungsunterschied $\Delta \varepsilon_i(0)$ bei $x = 0$

$$\Delta P = \frac{1}{2} E' F \cdot \Delta \varepsilon_i(0), \quad (10)$$

ferner an Hand der Abb. 6

$$M(0) = \frac{E' J}{\varrho(0)} = E' J \frac{\Delta \varepsilon_i(0)}{2c} \quad (11)$$

und damit

$$(P'_k + \Delta P) \cdot f = E' J \frac{\Delta \varepsilon_i(0)}{2c} \quad (12)$$

Mit diesen Gleichungen ist es möglich, $\Delta P = \Delta P(f)$ zu berechnen. In vorstehenden Gleichungen ist $\Delta \varepsilon_i(0)$ der Dehnungsunterschied zwischen den beiden Randfasern in Stabmitte. Vgl. auch Abb. 6.

Wir setzen $J = F i^2$. Durch Elimination von $\Delta \varepsilon_i(0)$ folgt dann aus Gl. (12) die zu f gehörige Laststeigerung

$$\frac{\Delta P}{P'_k} = \frac{1}{\frac{i}{c} \cdot \frac{f}{i} - 1} \quad (13)$$

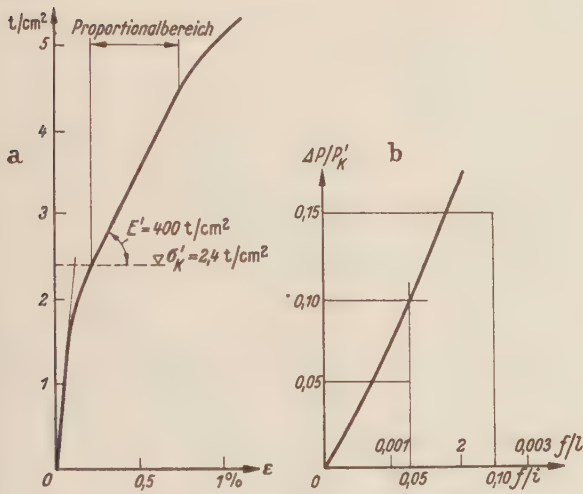


Abb. 7. Beispiel $\lambda = 40,5$.

Für zahlenmäßige Abschätzungen sind noch von Interesse die Ausbiegung $f = f[\Delta \varepsilon_i(0)]$ und die Änderung der mittleren Spannung $\Delta \sigma_m = \Delta \sigma_m[\Delta \varepsilon_i(0)]$. Man erhält

$$\frac{f}{i} = \frac{\frac{i}{c}}{1 + \left(\frac{\pi}{\lambda}\right)^2 \frac{2}{\Delta \varepsilon_i(0)}} \quad (14)$$

sowie

$$\Delta \sigma_m = \frac{\Delta P}{F} = \frac{1}{2} E' \cdot \Delta \varepsilon_i(0). \quad (15)$$

Im Gegensatz zur üblichen Knicktheorie besteht also auch in der unmittelbaren Umgebung des kritischen Wertes P'_k eine eindeutige Zuordnung $\Delta P = \Delta P(f)$.

Die vorstehenden Gleichungen sind natürlich auf einen genügend kleinen Bereich zu beschränken. Für eine weitergehende Rechnung ergeben sich sehr komplizierte Zusammenhänge, die vorläufig noch kaum zu übersehen sind.

Zahlenbeispiel.

Für die in Abb. 7 dargestellte σ - ε -Linie erhält man mit $\lambda = 40,5$; sowie $E' = 400 \text{ t/cm}^2$ die kritische Spannung

$$\sigma'_k = 400 \pi^2 / 40,5^2 = 2,4 \text{ t/cm}^2.$$

Die zusammengehörigen Werte $\sigma_k = \sigma'_k(\lambda)$ sind wie üblich durch Iteration zu suchen, wenn $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$ auf allgemeine Weise gegeben ist. Für das Folgende sei vorausgesetzt, daß das lineare Gesetz $\Delta \varepsilon = \Delta \sigma / E' = \Delta \sigma / 400$ (in t/cm^2) für einen größeren Bereich angenommen werden kann, z. B. zwischen $\sigma = 2,4$ und $3,4 \text{ t/cm}^2$. Vgl. Abb. 7a.

Bei Voraussetzung eines Rechteckquerschnittes ist $i/c = 0,578$. Mit den angenommenen Dehnungen $\Delta \varepsilon_i(0)$ erhält man dann

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_m &= 200 \cdot \Delta \varepsilon_i(0), \\ \frac{f}{i} &= \frac{0,578}{1 + 0,0120 / \Delta \varepsilon_i(0)}, \\ \frac{\Delta P}{P'_k} &= \frac{1}{\frac{0,578}{f/i} - 1}. \end{aligned}$$

Damit ergeben sich die Werte der Tabelle.

$\Delta \varepsilon_i(0)$	$\Delta \sigma_m$	f/i	$\Delta P/P'_k$
0,0001	0,02	0,004 77	0,0083
0,0005	0,10	0,023 1	0,0417
0,001	0,20	0,044 5	0,0832
0,002	0,40	0,082 7	0,1667
—	t/cm^2	—	—

Aus Abb. 7b erkennt man, daß ΔP zunächst angenähert proportional f zunimmt. Mit einer Zunahme $\Delta \sigma_m = 0,4 \text{ t/cm}^2$ ist im allgemeinen der Proportionalbereich $\Delta \sigma = E' \cdot \Delta \varepsilon$ bereits erheblich verlassen, und ΔP wird deshalb mit f langsamer zunehmen als nach dem Proportionalgesetz. Es werden auch die Abweichungen von der sinusförmigen Biegelinie immer mehr ins Gewicht fallen.

Das Diagramm des Verzweigungsgleichgewichts entspricht daher der schematischen Darstellung in Abb. 2 c. Für das obige Zahlenbeispiel erhält man die Abb. 8, welche den grundlegenden Unterschied gegenüber der älteren Knicktheorie besonders anschaulich zeigt.

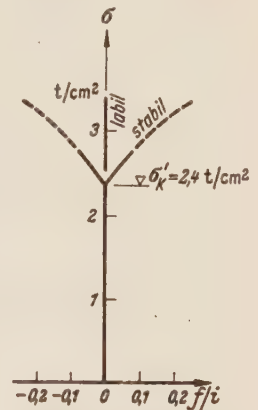


Abb. 8. Shanley-Effekt. (Beispiel $\lambda = 40,5$.)

Literatur.

1. S. R. Shanley: Journ. Aeron. Sci. 13 (1946) S. 678 und 14 (1947) S. 261—268, an letztere Arbeit schließt eine (zustimmende) Diskussionsbemerkung von Th. v. Kármán an.
2. Ch. Massonnet: L'Ossature métallique 15 (1950) Heft 7/8, S. 358—378.
3. D. C. Drucker: Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 76 (1950) Sep. 27, S. 7—9.
4. H. G. Hopkins: Research Engin. Structures Supplement. Colston Papers. London 1949, S. 93—109.

Wiederaufbau der Straßenbrücke über den Main bei Hanau-Steinheim.

Von Obering. Philipp Keller, Offenbach/M.

Die Straßenbrücke bestand vor der Zerstörung aus 5 gleichen Fachwerküberbauten, System Schwedler. Die Stahlkonstruktion hatte ursprünglich den zweigleisigen Eisenbahnverkehr getragen. Nach Abbruch der alten Straßenbrücke wurde die alte Eisenbahnbrücke in die Achse der Straße geschoben und im Jahre 1934 von der Firma M. Lavis Söhne, Offenbach/M., dem Querschnitt Abb. 1 entsprechend umgebaut.

Gegen Kriegsende wurden 2 Überbauten über den Schiffsahrtsöffnungen gesprengt. Eine durch die USA-Truppen gebaute Notbrücke auf den abgestürzten Brückentrümmern war nach kurzer Verkehrsbereitschaft durch Nachgeben der auf der Flußsohle liegenden Brückenteile bei Panzerbelastung zusammengebrochen. Trotz Materialverknappung entschloß man sich zum Neubau der beiden Überbauten, da eine Wiederinstandsetzung unwirtschaftlich gewesen wäre.

Bis zum Neubau der Ersatzüberbauten wurden die Trümmer der Straßenbrücke und der danebenliegenden Eisenbahnbrücke geräumt, die Notbrücke für den Eisen-

bahnverkehr ausgebaut und die brauchbaren Überbauteile der Bahnbrücke gehoben. Abb.2 zeigt das elektrisch betriebene Hubgerüst.

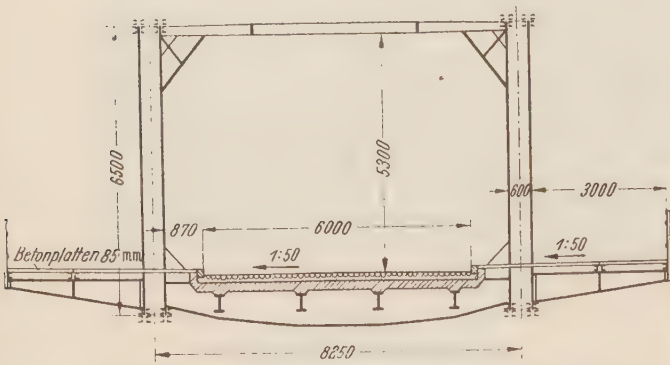


Abb. 1. Umgebaute Eisenbahnbrücke in Straßenbrücke.



Abb. 2. Hebung der Eisenbahnbrücke mit elektr. betriebem Hubgerüst.

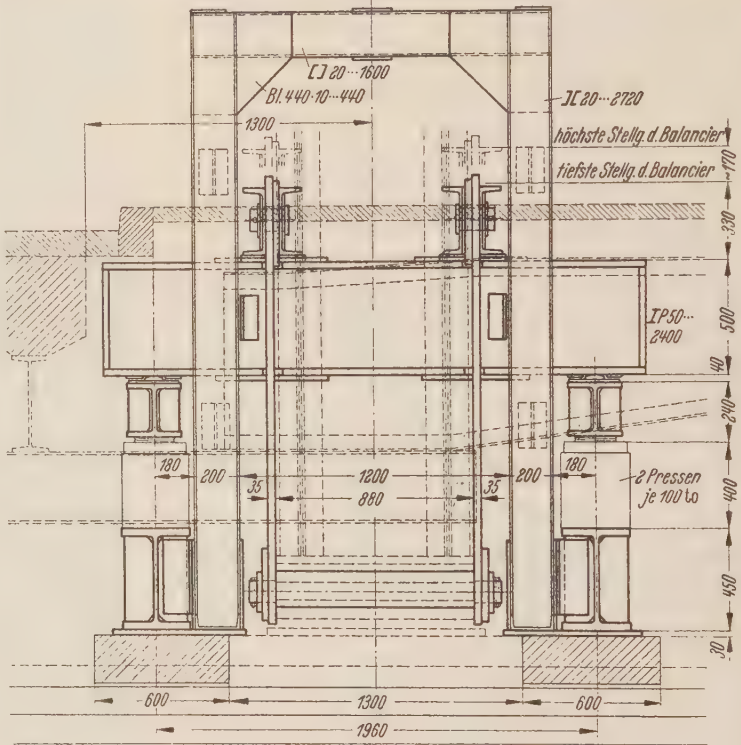
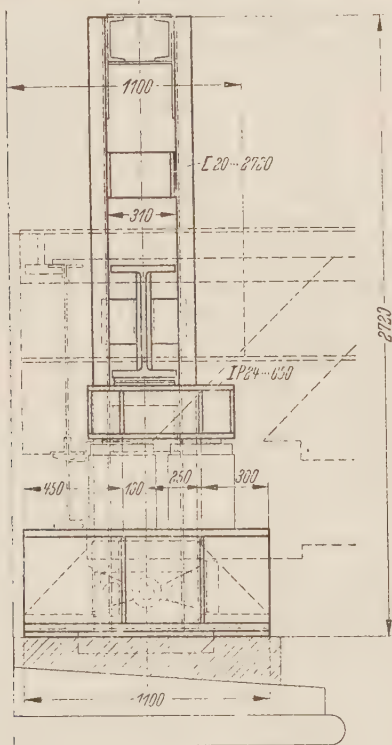


Abb. 3. Hebevorrichtung für Straßenbrücke.

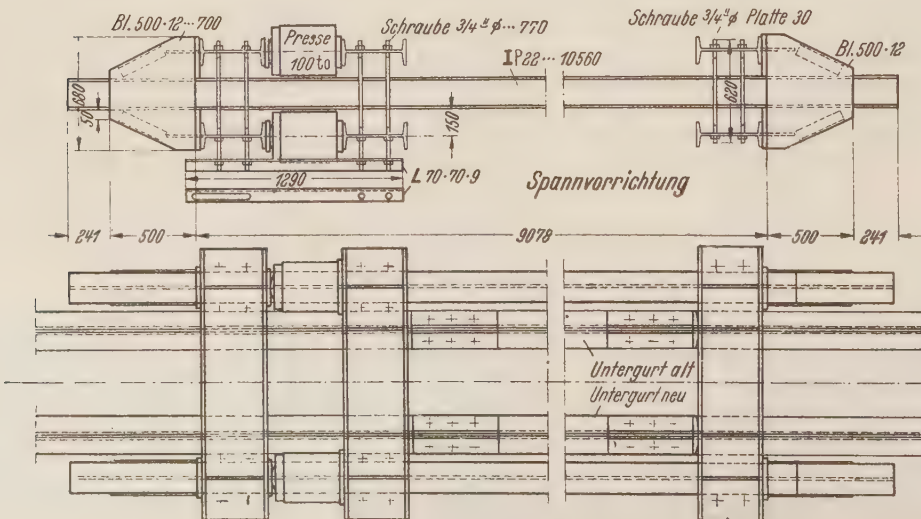
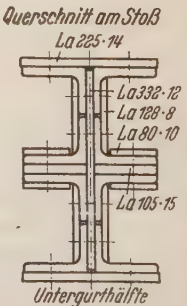


Abb. 4. Spannvorrichtung zum Einbau eines Untergurtstabes.



die Sprengung an den wieder verwendbaren Hauptträgern aus St 48 keine Risse durch

Eigenspannungsauslösungen infolge starker Schwingungen gezeigt haben, wie sich dies an anderen aus St 48 bestehenden Brücken bei unvollkommener Sprengung gezeigt hat. Vgl. Ph. Keller: Bautechnik 26 (1949) S. 179.

Zur Aufrechterhaltung des Fußgängerverkehrs und des Bahnpendelverkehrs für die Reisenden wurde ein besonderer Steg erstellt, der außer auf den freien Pfeilern auf stählernen Rohr-Zwischenjochen gelagert war. Diese haben in dem strengen Winter 1946/47 beim selten starken Eisgang auf dem Main, nachdem die Eisbrecher und die Leitwerke weggerissen waren, mit geringen Beschädigungen durchgehalten und die dahinterliegenden Holzjoche der Eisenbahnbrücke vor größerem Schaden bewahrt und so den bereits gehobenen, aber noch nicht fertiggestellten mittleren Überbau außer Gefahr gehalten.

Die 3 erhaltenen Überbauten wurden zur Vergrößerung der Schiffsdurchfahrthöhe auf die Norm von 6,40 m über M. W. gehoben. Vom Widerlager Steinheim aus gesehen, wurden folgende Höhenunterschiede in Metern festgelegt:

Widerlager Steinheim 0,0; Pfeiler I 0,5; Pfeiler II 1,0; Pfeiler III 1,2; Pfeiler IV 1,0; Widerlager Hanau 0,5 m. Die ständige Last eines alten Überbaus beträgt rd. 400 t. Endquerträger sind nicht vorhanden und die Längsträger im Endfeld sind als Schleppträger gesondert auf den Pfeilern gelagert. Günstige Angriffspunkte zum Heben der Überbauten mit einfachen Mitteln sind nicht vorhanden, so daß besondere Hebeböcke in der Wirkungsweise wie die bekannten Perpetuumpressen unter Verwendung von 4 Stück 100 t normalen Wasserdrukpressen je Auflager angefertigt werden mußten (Abb. 3). Die gewählte Hubvorrichtung hat sich vorzüglich bewährt. Die alten Überbauten bestehen aus Schweißeisen, das mit starken Schlackeneinschlüssen durchsetzt ist. Bereits beim Entnieten der Windverbanddiagonalen im Endfeld, zwecks Aufstellung der Hubgerüste, fiel ein Teil der Windverbandknotenbleche in Faserrichtung an der Einspan-

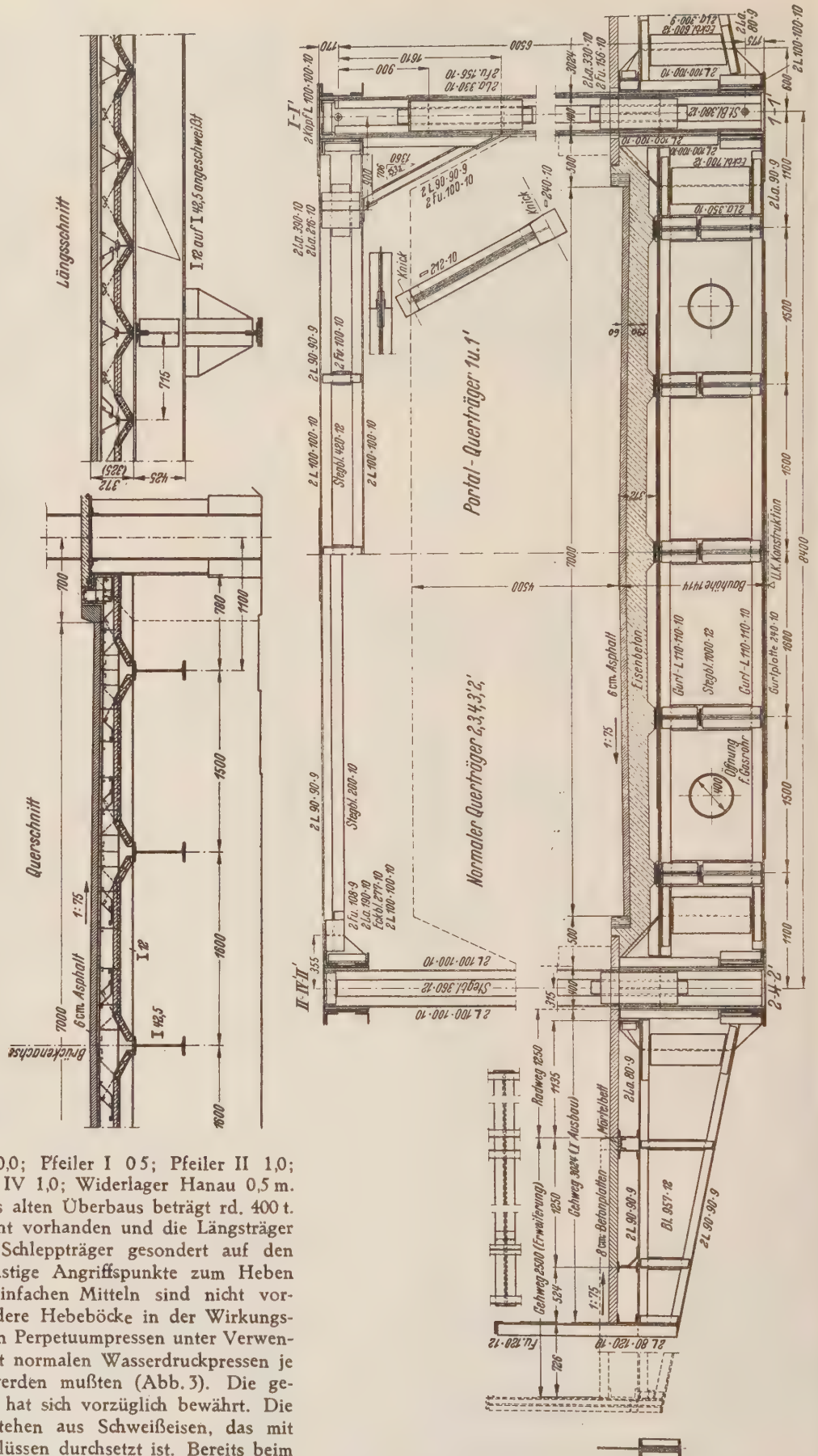


Abb. 5. Brückenquerschnitt und Hauptträgerteil.

stelle an den Anschlußwinkel, durch Anrostung begünstigt, glatt auseinander. Damit war offensichtlich, daß jeder Versuch, die Hebung mit einfachen Mitteln durch-

zuführen, unübersehbare Gefahren eingeschlossen hätte. Die mit dem Hubgerüst gleich mitgehobenen Auflager-
teile wurden mit Kreuzstapel aus I-Trägern unterbaut
und nach Beendigung der Arbeiten diese mit Beton ver-
gossen und verkleidet. Die so entstandenen Auflager-
quader wurden durch eine Zwischenbetonbank mitein-
ander verbunden, damit außer der erhöhten Festigkeit
auch das Aussehen gebessert wurde.

Am Überbau 5 (Hanauer Seite), der unter die 3
stehengebliebenen zählt, war ein Untergurtstab zur Hälfte
zerstört. Seine Wiederherstellung erfolgte durch Einbau
eines neuen Stabteiles. Zur Einleitung der Gurtkraft
wurde eine Spannvorrichtung verwendet (Abb. 4). In-
gesamt wurden 224 t Gurtkraft während der Staberneu-
erung von der Spannvorrichtung aufgenommen.

8 · 5,72 m = 45,76 m Stützweite entsprechen den alten
Maßen, lediglich die Hauptträgerhöhe wurde nach dem
Lichttraumprofil mit 6,5 m bei vorhandenem oberem Ver-
band angenommen. Die 8 Fachwerkkfelder sind wieder der
danebenliegenden Eisenbahnbrücke angepaßt. Die Quer-
schnittswahl der Fachwerkstäbe war, wie im vorherigen
Abschnitt dargelegt, durch die gegebenen Verhältnisse be-
stimmt, d. h. die Pfostenhöhe mit 360 mm in Verbindung
mit der Profilierung der anderen Stäbe erfüllte die gestellte
Forderung. Der Untergurt-Zuggurt wurde unsymmetrisch
gewählt. Durch das Fehlen eines oberen Randwinkels er-
gibt sich eine einfachere Verarbeitung sowohl an den
Stößen, als auch an den Querträger- und Fußwegkonsol-
anschlüssen. Der Obergurt ist in üblicher Weise mit Kopf-
platte gebildet und erhält im Gegensatz zum Untergurt

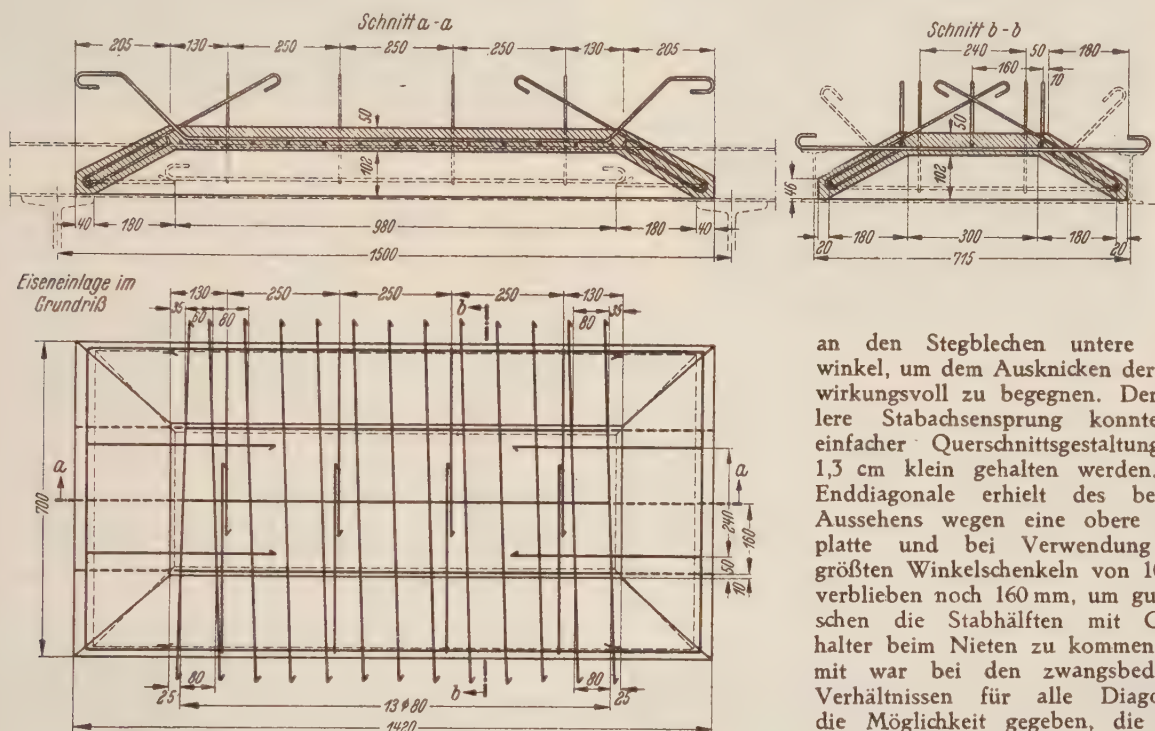


Abb. 6. Schalplatte für Fahrbahntafel.

Die neuen Überbauten von 45,76 m Stützweite wurden
der danebenliegenden Eisenbahnbrücke, die 1926 gebaut
wurde, angepaßt und parallelgurtige Trapezhauptträger
vorgesehen. Von der Bildung eines geschlossenen Brücken-
zuges durch Hinzufügen von Hauptträgerblindstäben in
den Endfeldern oder durch kontinuierliche Träger wurde
einerseits wegen Kosten und Materialersparnis und an-
dererseits wegen der Form der Eisenbahnbrücke und der
angekündigten späteren Hebung der Brücke in poly-
gonaler Brückengradiente, abgesehen. Der Querschnitt der
neuen Überbauten sieht eine 7 m breite Fahrbahn mit
0,50 m breiten Schrammborden zwischen den Hauptträgern
vor. Die alten Überbauten haben nur 6 m breite Fahr-
bahn, aber 0,7 m breite Schrammborde und 0,8 m breite
Hauptträger. Dadurch war es möglich, die Außenkanten
der neuen Hauptträger bündig mit den alten Hauptträgern
zu halten, was sich bei der Fußwegführung günstig aus-
wirkte. Die beiderseitigen Fußwege sind im jetzigen Aus-
bau je 3,0 m breit. Der spätere Ausbau sieht beiderseits
einen Radweg von 1,25 m und einen Fußweg von 2,5 m
Breite vor. Die wesentlichsten Einzelheiten gehen aus dem
Hauptträger-Querschnitt Abb. 5 b hervor.

Die Stahlkonstruktion aus St 37 wurde für die
Brückenklasse IA bemessen. Die Fachwerkhauptträger von

an den Stegblechen untere Rand-
winkel, um dem Ausknicken der Stege
wirkungsvoll zu begegnen. Der mitt-
lere Stabachsensprung konnte bei
einfacher Querschnittsgestaltung mit
1,3 cm klein gehalten werden. Die
Enddiagonale erhielt des besseren
Aussehens wegen eine obere Deck-
platte und bei Verwendung von
größten Winkelschenkeln von 100 mm
verblieben noch 160 mm, um gut zwi-
schen die Stabhälften mit Gegen-
halter beim Nieten zu kommen. Da-
mit war bei den zwangsbedingten
Verhältnissen für alle Diagonalen
die Möglichkeit gegeben, die glatte
Seite der Stäbe nach außen zu legen,
was dem Aussehen zugute kommt.

Die Querträger wurden aus Profilstahl und einem Steg-
blech von 1000 · 12 zusammengeklebt. Wegen der großen
Fußwegkonsolen und zur Rahmenbildung mit den Haupt-
trägern und dem oberen Windverband wurden durch die
Hauptträgerpfosten durchschießende Formbleche in die
Querträger eingebunden. Zur Unterstützung der Fahr-
bahnplatte wurden 5 Längsträgerstränge, bestehend aus
I 42½ kontinuierlich auf den Querträgern gelagert, im
Abstand von 1,5; 1,6; 1,6; 1,5 m vorgesehen. Die Fuß-
wegkonstruktion und deren Längsträger sind für den
späteren verbreiterten Ausbau bemessen (Radweg 1,20 m,
Fußweg 2,50 m) und so konstruiert, daß alle Teile auch
später verwendet werden können und nur geringe Um-
stellungsarbeit notwendig wird.

Zur Aufnahme der horizontalen Kräfte sind ein unterer
und oberer Windverband vorhanden. Für die untere Ver-
spannung ist ein Kreuzverband und für den oberen
Verband des besseren Aussehens wegen eine Rauten-
ausfachung eingebaut worden.

Das Gelände mußte dem vorhandenen auf den alten
Überbauten angepaßt werden, um das Gesamtbild der
2 neuen Überbauten zwischen den 3 alten nicht allzustark
zu beeinträchtigen.

Die Fahrbahn-Betonplatte mit Gußasphaltauflage wurde in Anbetracht der damals schwierigen Holzbeschaffung als Kassettendecke ausgebildet, um somit die Holzschalung einzusparen. Auf die 5 Längsträger aus I 42 $\frac{1}{2}$ wurden sekundäre Querträger aus I 12 in Abständen von

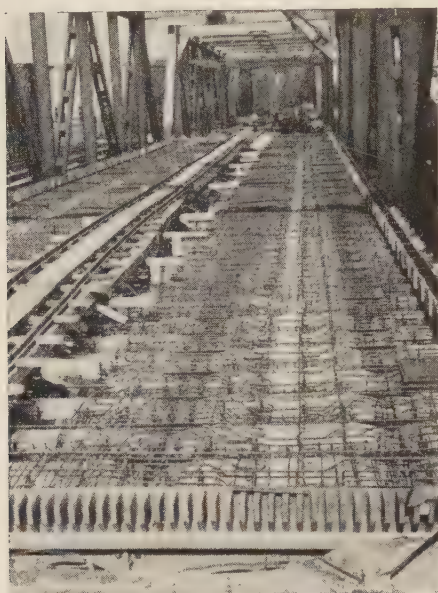


Abb. 7. Fertigverlegte Schalungsplatten mit Armierung ohne den Aufbeton.

745 mm verlegt und auf die Fahrbahn-Längsträger angeschweißt. Die in Stahlschablonen hergestellten muldenförmigen Schalungsplatten wurden dicht an den Hauptträger eingelegt und in die gewünschte Lage geschoben. Zur Einsparung von Beton und zur Herabsetzung der ständigen Last wurde die Querneigung der Fahrbahn gleich in den Auflagerrippen der Schalungsplatten berücksichtigt. Um jedoch die Schalungsplatten nicht nur als

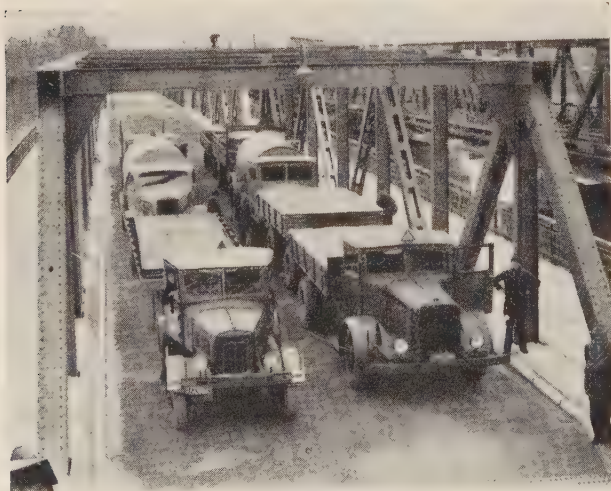


Abb. 8. Probelastung.

Ersatz für die übliche Holzschalung zu verwenden, wurde deren Armierung so vorgesehen, daß diese in Verbindung mit der Armierung des Aufbetons nach der Fertigstellung als Ganzes wirkt. Die Fahrbahnplatte ist somit nicht stärker, als wenn sie auf Holzschalung ausgeführt worden wäre. Sie hat auch gegenüber einer Fahrbahnplatte aus Fertigteilen den Vorzug, daß keine Fahrbahnfugen vorhanden sind oder Risse entstehen. Die Fahrbahnplatte bzw. der Betonaufguß wurde ohne Fugen auf die ganze Überbaulänge in einem Guß durchgeführt. Abb. 6 zeigt

die Schalplatten, Abb. 7 die Kassettendecke vor dem Vergießen des Aufbetons. Als wasserabweisend und Verschleißschicht wurde Gußaspalt in 2 Lagen von je 2,5 cm unmittelbar auf die Stahlbetonplatte ohne Isolierung aufgebracht.

Die Montage erfolgte auf Rüstung mit Hilfe eines elektrisch betriebenen Portalkranes. Die Bauzeit bis zur



Abb. 9. Alte und neue Überbauten der fertigen Straßenbrücke.

Verkehrsübergabe betrug nicht ganz 6 Monate. Das Stahlgewicht der beiden Überbauten beträgt 420 t. Für Fahrbahn und Fußwege wurden 260 m³ Beton und 28 t Stahl verbraucht. An Asphalt wurden 35 m³ benötigt. Für die gesamten Arbeiten, das Räumen der Trümmer, Erstellen und Unterhalten sowie Umbau des Fußgängersteiges, Reparatur der alten Überbauten, Heben der alten Überbauten mit Straßenhebung und Pfeileraufbauten sowie die Erstellung der 2 neuen Überbauten umfassend, wurden rd. 30 000 Tagewerke benötigt.

Die Probelastung (Abb. 8) hatte eine Hauptträgerdurchbiegung von 8 mm ergeben. Die gerechnete Durchbiegung für die gegebene Belastung ergab 8,5 mm. Die Mitwirkung der Fahrbahnbetonplatte ist in diesem Fall gering, da wegen der kassettenartigen Schalungsplatten



Abb. 10. Wiederhergestellte danebenliegende Eisenbahnbrücke.

eine Verbundwirkung im üblichen Sinne nicht auftritt. Die 6 aufgestellten Lasten, die bereits die ganze Brückenfahrbahn benötigen, haben insgesamt ein Gewicht von 126,28 t. Rechnungsmäßig ist für diese Brückenklasse ohne Fußwegbelastung ein Gesamtverkehrsgewicht von rd. 102 t ohne Stoß erforderlich. Durch die vollbelastete Fahrbahn gibt die Probelastung zugleich auch ein Bild, welche Beanspruchung im allgemeinen die Straßenbrücken bei dichtestem Verkehr erhalten können. Abb. 9 zeigt die fertigen neuen Überbauten der Straßenbrücke. Abb. 10 zum Vergleich der Anpassung der Straßenbrücke die danebenliegende Eisenbahnbrücke. Die Baumaßnahmen wurden vom Regierungspräsident Darmstadt, Abt. Straßen und Verkehr, und dem Hess. Straßenbauamt, Darmstadt, vergeben und geleitet. Die Ausführung wurde der Fa. Stahlbau Lavis, Offenbach, als Generalunternehmer übertragen, die ihrerseits die Tiefbauarbeiten an die Fa. Holzmann, Ffm., übertrug. Die Asphaltarbeiten wurden von der Fa. Lönhold, Ffm., und die Rampenhebungs- und Straßenarbeiten von der Fa. Krebs, Offenbach, ausgeführt.

Kurze Technische Berichte.

Stählerne Fördergerüste in Belgien.

Die ständig gewachsenen Anforderungen des Bergbaues an die Fördertiefe und Förderleistung der Schächte haben auf die Entwicklung der Fördergerüste entscheidenden Einfluß gehabt. Während die ersten Gerüste kaum 20 m hoch waren, sind heute für große Schachtanlagen Gerüste von mehr als 60 m Höhe erforderlich, mit deren Hilfe Nutzlasten bis zu 15 t je Korb — gelegentlich sogar noch mehr — gefördert werden. Nachstehend wird über

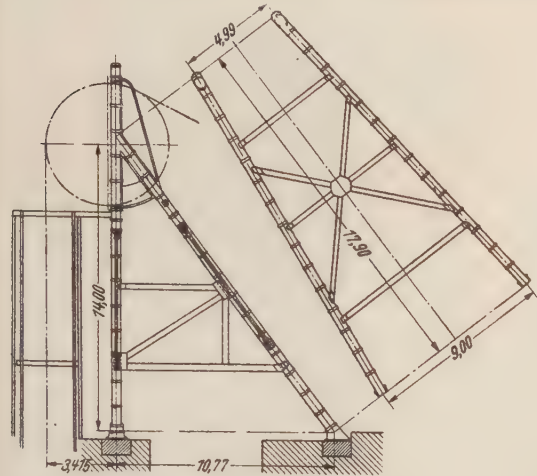


Abb. 1.
Fördergerüst des Schachtes Sainte-Henriette in Mariemont (Baujahr 1876).

Fördertiefe	700 m.
Gewicht des Flachseiles	6000 kg.
Gewicht der leeren Wagen je Korb (zweietagig)	4 · 250 = 1000 kg.
Nutzlast (Kohle)	4 · 450 = 1800 kg.
„ (Berge)	4 · 550 = 2200 kg.
Durchmesser der beiden nebeneinanderliegenden Seilscheiben	6,00 m.

die geschichtliche Entwicklung stählerner Fördergerüste in Belgien an Hand einiger charakteristischer Beispiele berichtet.

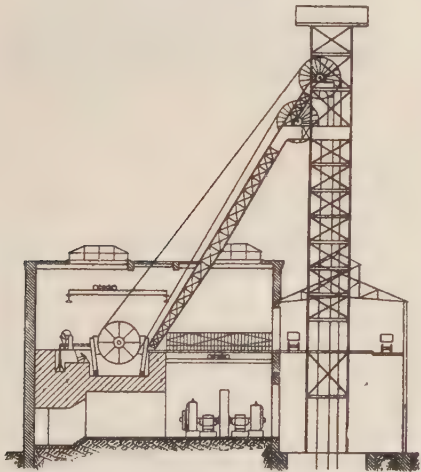


Abb. 2. Einstrebengerüst des Schachtes St. Nicolas des Steinkohlenbergwerks Espérance et Bonne-Fortune (Baujahr 1904).

Fördertiefe	800 m.
Gewicht des zweietagigen Förderkorbes	1800 kg.
Gewicht der leeren Wagen je Korb	4 · 250 = 1000 kg.
Nutzlast (Kohle)	4 · 535 = 2140 kg.
„ (Berge)	4 · 750 = 3000 kg.
Förderseil: Flachseil von 95 · 20 mm ²	
Höhe des Gerüsts:	25 m.

Als eines der ersten Eisengerüste wurde im Jahre 1874 das in Abb. 1 dargestellte Gerüst für den Schacht Sainte-Henriette in Mariemont erbaut. Das Tragwerk zur Lagerung der beiden nebeneinander liegenden Seilscheiben steht neben dem Führungsgerüst, welches hier allein der

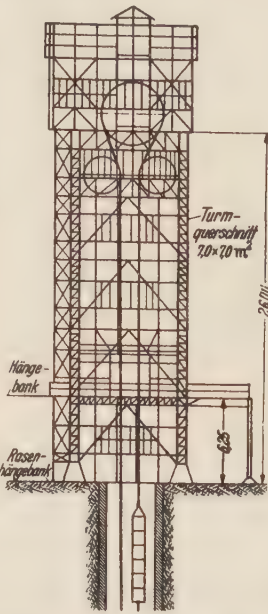


Abb. 3.
Turmfördergerüst der Steinkohlengesellschaft Bois-Communal in Fleurus (Baujahr 1911).

Fördertiefe	800 m.
Gewicht des Förderkorbes einschl. Seilaufhängungen (Der Korb hat 6 Etagen für Seilfahrt, von denen bei Güterförderung nur 4 benutzt werden.)	2800 kg.
Gewicht der leeren Wagen je Korb	4 · 310 = 1240 kg.
Nutzlast (Kohle)	4 · 500 = 2000 kg.
„ (Berge)	4 · 800 = 3200 kg.
Seilbruchlast (Seil-Durchm. 42 mm)	115 000 kg.
Statische maximale Betriebslast des Förderseiles bei 670 m Teufe	12 233 kg.
Durchmesser der Koescheibe	4,50 m.

Steifigkeit, konnten sich aber ihres höheren Gewichtes wegen nicht durchsetzen.

Eine bis heute in verschiedenen Abarten bewährte Lösung ist die nach Abb. 2, bei welcher die Schrägstreben mit dem Führungsgerüst zu einem einheitlichen Tragwerk zusammengefaßt sind. Das Fördergerüst, Abb. 2, das im Jahre 1904 für den Schacht St. Nicolas des Steinkohlenbergwerks Espérance et Bonne-Fortune in Betrieb genommen wurde, ist das erste belgische Gerüst mit einer Koescheibe. Es handelt sich hierbei um die nach dem deutschen Bergwerksdirektor Koepe benannte Antriebsart, die 1876, also etwa 30 Jahre vor ihrer Einführung in Belgien, erstmalig vorgeschlagen wurde und die sich dank ihrer Vorzüge sehr rasch zur vorherrschenden Förderart durchsetzte. Sie besteht darin, daß das Förderseil, an dessen beiden Enden der auf- und abgehende Korb hängen, durch die Reibung zwischen der Treibscheibe und dem sie umschlingenden Förderseil angetrieben wird, wobei der Gewichtsausgleich des Oberseiles durch ein Unterseil erzielt wird, dessen Enden unter den Förderkörben befestigt sind.

Als die Steinkohlengesellschaft des Bois Communal in Fleurus im Jahre 1911 einen vorhandenen Luftschacht für Förderzwecke auszubauen plante, wurde mit Rücksicht auf die Platzverhältnisse ein Turmfördergerüst gewählt, bei welchem die Koescheibe und die unmittelbar mit ihr gekoppelte Antriebsmaschine in dem 26 m über Rasenhängebank gelegenen Maschinenraum aufgestellt wurden (Abb. 3). Die Achse der Koescheibe liegt symmetrisch zu den beiden Fördertrümpfen, so daß unterhalb der Treibscheibe zwei Ablenkscheiben erforderlich sind, um die Seilstränge des Oberseiles auf den Abstand der Korbmitte zusammenzuführen. Der 10,5 m lange und 9,0 m breite Maschinenraum kragt über den tragenden Turm hinaus. Die Eckpfosten des Gerüsts werden durch vergitterte Stäbe gebildet, die Seitenwände sind durch K-Fachwerke ausgefüllt. Zum Hochziehen und Einbauen

Korbführung oberhalb Rasenhängebank dient. Die Haupttragglieder des Seilscheibengerüsts sind die je Tragwand zu einem Bocksystem zusammengefaßten Pfosten und Schrägstreben, deren röhrenförmige Querschnitte aus 8 mm starken und zu Rohren von 450 mm Durchmesser gebogenen Eisenblechen hergestellt sind. Da die Schrägstreben etwa in der Resultierenden der an den Seilscheiben angreifenden Seilkräfte liegen, nehmen sie den wesentlichen Anteil der Seilzüge als Druckkräfte auf. Pfosten und Schrägstreben sind durch Füllungsstäbe miteinander verbunden.

In der Folgezeit kamen verschiedene andere Lösungen über die Ausbildung des Gerüsttragwerks für Einfachförderung mit auf Rasenhängebank stehender Antriebsmaschine zur Anwendung. Erwähnt seien in diesem Zusammenhang die um 1885 erbauten Gerüste, die die Form einer abgestumpften Pyramide mit 12 · 7 m Grundrißfläche bei einer Höhe von etwa 20 m hatten, und deren Seitenwände durch gekreuzte Diagonalen und Riegel ausgefacht waren. Diese Gerüste hatten eine große

bzw. Auswechseln von Maschinenteilen dient ein 20 t-Laufkran im Maschinenhaus.

Nach Einführung der Gefäß- oder Skipförderung in Europa wurden auch in Belgien Gerüste mit Skipanlagen gebaut, wie das in Abb. 4 dargestellte Beispiel eines Gerüsts mit zwei nebeneinander liegenden Seilscheiben und

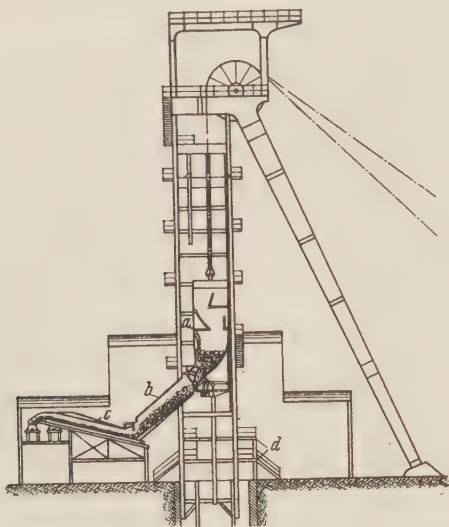


Abb. 4. Geschweißtes Gerüst für Skipförderung.
a) Skip beim Entleeren; b) Austragstrichter;
c) Transportband; d) Seilfahrtsbühnen.
Höhe des Gerüsts: 26 m.

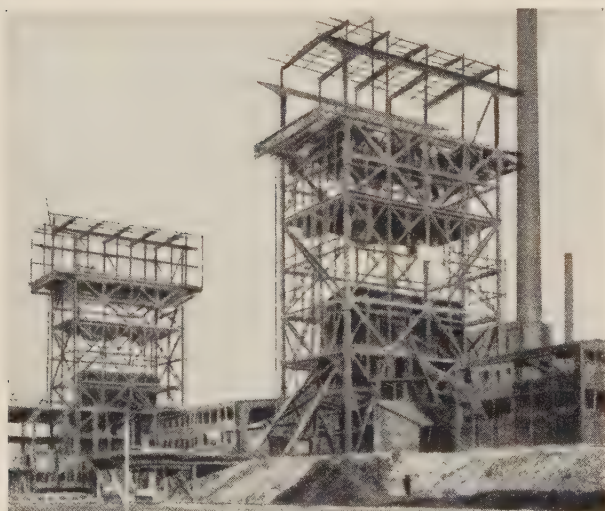


Abb. 5. Zwei Turmfördergerüste für Doppelförderung des Steinkohlensbergwerks von Faulquemont während der Montage (Baujahr 1938.)

Vorgesehene Fördertiefe	850 m,
Gewicht des dreietagigen Förderkorbes einschl. Zwischengeschirr, Unterseilaufhängung usw.	12 300 kg,
Gewicht der leeren Wagen je Korb	$3 \cdot 1250 = 3750$ kg,
	$3 \cdot 3150 = 9450$ kg,
Nutzlast	
Gesamtgewicht einer Antriebsmaschine	210 000 kg,
Seilgewicht (Oberseil + Unterseil)	27 800 kg,
Seilbruchlast der verwendeten Seile von 72 mm Durchmesser	292 350 kg,
angenommene Seilbruchlast zur Bemessung des Tragwerks	315 000 kg,
Durchmesser der vollständig geschweißten Koescheibe	7,50 m,
Gesamthöhe	56 m,
Höhe der Treibscheibenachse über Rasenhängebank	45 m,
Höhe der Ablenkscheibenachse über Rasenhängebank	34 m,
Stahlgewicht eines Turmgerüsts	etwa 1250 t.

Skipps von je 10 t Fassungsvermögen zeigt. Die Schrägstreben sind vollwandig in geschweißter Ausführung mit auf der Baustelle genieteten Stoßverbindungen. Die Füllung bzw. Entleerung der Skipps erfordert geringere Zeit als das Aufschieben der Wagen bei vieleitigen Körben.

Die Pausen zwischen zwei Seilzügen werden daher wesentlich abgekürzt; sie betragen hier 14 Sekunden, so daß bei einer maximalen Fördergeschwindigkeit von 18 m/sec und einer Fördertiefe von 1000 m eine Stundenleistung von 400 t erreicht wird.

Zwei große Turmfördergerüste wurden im Jahre 1938 von dem Steinkohlenbergwerk in Faulquemont erbaut (Abb. 5). Es wurde dieser Ausführungsart der Vorzug gegeben, weil die Länge der Oberseile sowie die Anzahl der Seilkrümmungen bei Turmgerüsten auf einen Kleinstwert vermindert wird und weil die Auflagerpunkte der tragenden Eckpfosten des Gerüsts so weit von der Schacht-



Abb. 6. Geschweißtes Fördergerüst für die Steinkohlengruben von Anderlues (Baujahr 1939).

Fördertiefe	900 m,
Maximale Nutzlast (8 Wagen Berge je Korb)	14 000 kg,
Seilbruchlast	290 000 kg,
Seilscheibendurchmesser	6,50 m,
Höhe der Achsen der nebeneinanderliegenden Seilscheiben über Rasenhängebank	41 m,
Abstand der Koescheibe von der Schachtachse	55 m,
Fußabstand der Schrägstreben voneinander	16 m,
Fußabstand der Schrägstreben von den Vertikalen	25 m,
Stahlgewicht	250 t.

röhre entfernt liegen, daß ihre Auflagerkräfte keine unerwünschten Beanspruchungen auf die Schachtauskleidung — der Schachtdurchmesser beträgt hier 6,50 m — ausüben können. Beide Gerüste der 110 m voneinander entfernten Schächte I und II sind für Doppelförderung, also mit je zwei Koescheiben und elektrischen Antriebsmaschinen ausgestattet. Die Türme haben rechteckigen Querschnitt mit 26 und 17 m Seitenlänge; in Längsrichtung kräftet der Maschinenraum über den Turmschaft hinaus. Jeder der Eckpfosten ist für eine Druckkraft von 1500 t bemessen, die bei Berücksichtigung von Winddruck auftreten kann. Während Schacht I hauptsächlich der Seilfahrt, dem Einfahren von Bergen, dem Einhängen von Zubehöerteilen und der Güterförderung mit zweietagigen Körben dient, ist Schacht II ausschließlich für Güterförderung mit dreietagigen Körben bestimmt. Beide Gerüste haben die gleiche bauliche Ausbildung. Wie Abb. 5 zeigt, war bei der Montage auf die über den Schächten stehenden höl-

zernen Abteufgerüste Rücksicht zu nehmen. Im Fertigzustand sind die Türme ummauert und mit Lichtbändern versehen. Im Maschinenraum jedes Turmes läuft ein Kran, der die Maschinenteile von Rasenhängebank aus hochhebt und an der Verwendungsstelle absetzt; ein elektrischer Aufzug dient dem Zugang zum Maschinenraum.

Das für die Steinkohlengruben von Anderlues 1939 erbaute Gerüst nach Abb. 6 ist vollständig geschweißt. Das Seilscheibengerüst steht außerhalb des Führungsgerüsts und wird aus vier Streben gebildet, die durch Riegel zu



Abb. 7. Fördergerüst der Zechen Saint-Arthur des Steinkohlenbergwerks von Mariemont-Bascoup (Baujahr 1945).

Maximale Fördertiefe	1100 m,
Gewicht eines der sechsetagigen Körbe einschl. Zwischengeschrir, Unterseilaufhängung usw.	11 500 kg,
Gewicht der leeren Wagen	$12 \cdot 550 = 6\,600$ kg,
Nutzlast (Berge)	$12 \cdot 2000 = 24\,000$ kg,
Gewicht des Oberseiles (71 mm Durchmesser)	21 kg/m,
Gewicht des Unterseiles (Flachseil 260 · 33 mm)	21,1 kg/m,
Maximale Seilkraft bei Güterförderung	64 000 kg,
Durchmesser der Koescheibe	8,00 m,
Durchmesser der Seilscheiben	7,50 m,
Gewicht einer Seilscheibe	18 860 kg,
Höhe bis zur Achse der unteren Seilscheibe	34,20 m,
Höhe bis zur Achse der oberen Seilscheibe	44,20 m,
Stahlgewicht	340 t.

einem Rahmensystem zusammengefaßt sind. Die Abbildung läßt die sehr schlanke Ausbildung der einzelnen Bauglieder erkennen.

Auf der Zechen Saint-Arthur des Steinkohlenbergwerks von Mariemont-Bascoup wurde im Jahre 1945 im Zusammenhang mit der Vergrößerung der Teufe als Ersatz eines mehrfach verstärkten Holzgerüsts ein Stahlgerüst in vollwandiger Rahmenbauweise in Betrieb genommen (Abb. 7). Die übereinander liegenden Seilscheiben sind in einem mit den Schrägstreben zusammengefaßten Rahmentragwerk gelagert, das sich auf das Führungsgerüst abstützt. Die schwere Konstruktion ergibt sich aus den hier ausnahmsweise hohen Nutzlasten (man vergl. die Zusammenstellung der technischen Daten).

Ein weiteres nach dem Kriege errichtetes Fördergerüst für 1250 m Teufe, die später auf 1400 m vergrößert werden soll, ist das im Jahre 1946 fertiggestellte Gerüst des Schachtes Marie-José des Steinkohlenbergwerks von Maurage, das als geschweißtes Strebengerüst mit zwei übereinander liegenden Seilscheiben entworfen wurde (Abb. 8). Da es sich hierbei um eines der neuesten und größten belgischen Gerüste handelt, soll die technische Ausführung näher beschrieben werden. Die vier Eckpfosten des Führungsgerüsts bestehen aus je zwei I 40. Im unteren

Teil ist das über einem ausziehenden Schacht stehende Führungsgerüst durch Bleche abgekleidet, so daß eine luftdichte Schleuse entsteht. Diese Bleche bilden gleichzeitig die Wandfüllungen der Seitenwände, so daß nur die Felder oberhalb der Schleuse durch Diagonalen ausgefacht sind. Durch stählerne Schachtrträger, auf denen die Eckpfosten ruhen, werden die Lasten auf Fundamente übertragen, welche außerhalb der Schachtröhre und unabhängig von ihr bis auf tragfähigen Baugrund geführt sind. Die Schrägstreben sind mit horizontal verlaufenden Riegeln, die sich auf den Kopf des Führungsgerüsts gelenkig abstützen, biegefest verbunden. Da die Horizontalriegel lotrecht im Raum stehen, müssen Stegblech und Gurte der gespreizten Schrägstreben in der Ecke abgeknickt werden. Der einwandige Strebenquerschnitt besteht aus dem 24 mm starken Stegblech, dessen Höhe von 2400 mm am Fuß auf 2700 mm am Kopf zunimmt, und aus 650 mm breiten Gurtplatten von 55 mm Dicke. Die

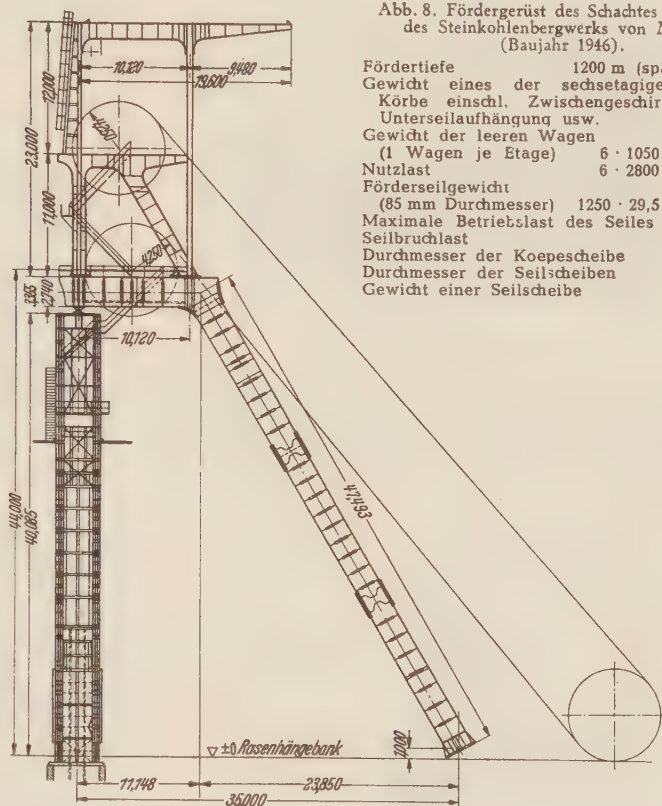


Abb. 8. Fördergerüst des Schachtes Marie-José des Steinkohlenbergwerks von Maurage (Baujahr 1946).

Fördertiefe	1200 m (später 1400 m),
Gewicht eines der sechsetagigen Körbe einschl. Zwischengeschrir, Unterseilaufhängung usw.	11 500 kg,
Gewicht der leeren Wagen (1 Wagen je Etage)	$6 \cdot 1050 = 6\,300$ kg,
Nutzlast	$6 \cdot 2800 = 16\,800$ kg,
Förderseilgewicht (85 mm Durchmesser)	$1250 \cdot 29,5 = 36\,800$ kg,
Maximale Betriebslast des Seiles	70 900 kg,
Seilbruchlast	575 000 kg,
Durchmesser der Koescheibe	9,00 m,
Durchmesser der Seilscheiben	8,50 m,
Gewicht einer Seilscheibe	27 000 kg.

Berührungsflächen der Stöße in den Schrägstreben sind sauber bearbeitet, so daß die Druckspannungen in der Hauptsache durch Kontakt übertragen werden. Außerdem sind ausreichende Stoßlaschen vorgesehen, wobei die Form der Steglaschen dem Verlauf der Biegungsspannungen angepaßt ist (Abb. 8). Die Queraussteifungen der Stege bestehen aus Flachstählen 290 · 15, deren freie Ränder — allerdings nur im mittleren Bereich der Steifen — durch Flachstähe 80 · 12 verstärkt sind. Der Fachwerkverband zwischen den Schrägstreben ist so ausgebildet, daß im oberen Feld eine genügend große Öffnung für das Hochziehen der Seilscheiben vorhanden ist. Um ein etwaiges Drillknicken sowie Torsionsschwingungen der Streben auszuschließen, sind die Horizontalstäbe des Verbandes biegefest ausgebildet und durch steife Ecken mit den Strebenurten verbunden. Die Stützung der unteren Seilscheibe erfolgt durch einen Trägerrost, die der oberen durch eine schräg liegende Rahmenkonstruktion. Den oberen Abschluß bildet der Aufbau, in dem der Kran zum Ein- und Ausbau der Seilscheiben läuft. Während die tragenden Teile der Streben, Rahmen und Seilscheibenträger aus Baustahl in SM-Güte mit einer Festigkeit von 40–47 kg/mm² bestehen, wurde für die übrigen Teile Stahl in Thomasgüte verwendet. Als zulässige Beanspruchungen wurden folgende Werte zugrunde gelegt:

1. Normale Betriebsbelastung ohne Wind 500 kg/cm².
2. Gleiten des Seiles auf der Treibscheibe einschl. ständiger Last und Wind 1400 kg/cm². (Das Gleiten des Seiles wird gleich der fünffachen maximalen Betriebslast angenommen.)
3. Seilbruchlast einschl. ständiger Last und Wind 2400 kg/cm²*

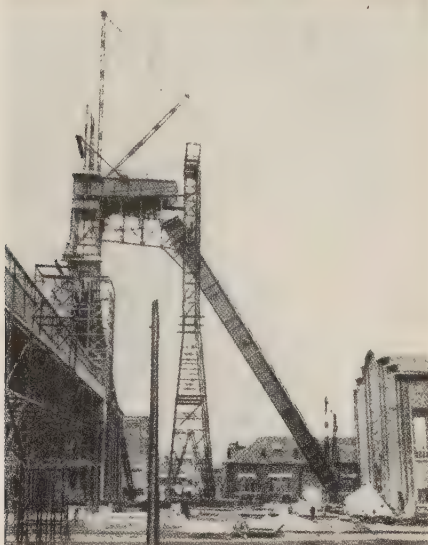


Abb. 9.
Aufrichten einer Schrägstrebe des Fördergerüsts Marie-José.

Die Schweißungen wurden in der Werkstatt ausgeführt und geröntgt. Die Baustellenverbindungen, die am Boden hergestellt werden konnten, wurden genietet, die in der Höhe auszuführenden unter Verwendung gedrehter Bolzen geschraubt.



Abb. 10.
Das Fördergerüst für den Schacht Marie-José vor Entfernen des alten Gerüsts.

Recht schwierig gestaltete sich die Aufstellung, da die Platzverhältnisse sehr beengt waren und außerdem das neue Gerüst um das bestehende herum aufgebaut werden mußte, ohne daß die Förderung während der Montage unterbrochen werden durfte. Das Aufrichten der Schräg-

streben erforderte besondere Vorrichtungen. Auf den Kopf des zunächst errichteten Führungsgerüsts wurde ein Derrick von 40 m Höhe mit 20 m langem schwenkbarem Ausleger gestellt, mit dessen Hilfe ein Aufstellungsgerüst montiert wurde, bestehend aus drei Fachwerkwänden, die durch Diagonalen miteinander verbunden waren und durch Fachwerkgiebel auf das Führungsgerüst abgestützt wurden. Auf dieses Hilfsgerüst wurden zunächst die Horizontalriegel des Haupttragrahmens abgesetzt und anschließend die in voller Länge am Boden zusammengebauten Schrägstreben mit Hilfe eines 50 t-Klobens einzeln aufgerichtet und an die Horizontalriegel angeschlossen. Um den Durchgang der Schrägstreben durch das Aufstellungsgerüst zu ermöglichen, mußten die Winddiagonalen in dem jeweiligen Feld vorübergehend abgeschraubt werden. Abb. 9 zeigt das Aufrichten einer Strebe, deren Gewicht einschl. Hubvorrichtung, Leiter und provisorischem Aussteifungsträger rd. 75 t betrug. Mit dem fertigen Gerüst (Abb. 10) kann eine Nettoleistung von 1000 t Kohle (d. i. eine Bruttoleistung von etwa 2000 t) je Förderschicht von 8 Stunden erreicht werden. [Nach L'Ossature Métallique 12 (1947) S. 11, sowie 13 (1948) S. 317.]

R. Barbré, Dortmund.

Hebung einer schweren Klappbrücke um rd. 2,30 m in 5 Tagen.

Die Terminal-Island-Brücke im Hafenbereich von Los Angeles, eine doppelarmige Klappbrücke, mit einem Gewicht von 6000 t und einer Spannweite von 97,5 m, wurde um 2,29 m gehoben.

Landsenkungen — 1,68 m seit der Errichtung der Brücke im Jahre 1924 — machten diese umfangreiche Arbeit notwendig. (Es sind Ermittlungen im Gange, die genauen Ursachen der Senkung zu erforschen.) In der Hebung der Brücke um 2,29 m ist eine Reserve von 61 cm für mögliche künftige Senkungen enthalten. Es ist Vorsorge für später noch erforderlich werdende Brückenhörungen getroffen worden.

Der Brückenzug läuft parallel zu einer Hubbrücke als Teil der Terminal-Island-Uferstraße. Da über die alte Brücke jetzt nur örtlicher Auto- und Lastzugverkehr und eine eingleisige Eisenbahnlinie führt, wurde der Fahrzeugverkehr während der Hebung über die neue Brücke umgeleitet. Für die Durchführung der Arbeiten war eine Frist von 5 Tagen zugestanden worden. Die Arbeit an den Zufahrwegen wurde vier Monate vor Beginn der Hebung eingeleitet. Die Anrampungen wurden aufgefüllt; über den alten Flutbrücken wurden neue Träger unter Verwendung der alten Fahrbahn gebaut. Während des Anhebens der Flutbrücken wurde die Klappbrücke für die Hebung vorbereitet. Es wurden die Konstruktionsteile verstärkt, die ungewöhnliche Spannungen infolge des Hebungsprozesses aushalten mußten. Als alle vorbereitenden Arbeiten erledigt waren, konnte die Hauptöffnung in fünf Tagen auf die Stunde genau in die neue Lage gebracht werden. Die eigentliche Brückenhhebung wurde mittels 24 besonders für diesen Zweck entworfener hydraulischer Winden, von denen jede für 370 t Last geprüft war, durchgeführt. Durch eine Telefonanlage mit Anschlüssen zu jeder Pumpstation war die gleichmäßige Hebung sichergestellt; die Winden wurden innerhalb einer zulässigen Toleranz von 6 mm gehalten. Nach jeder Hebung um 6 mm wurden aus Sicherheitsgründen Zwischenscheiben auf dem Trägerrost eingelegt. Nach 15 cm Hebung wurden jedesmal I-Träger unter jede Säulenfußplatte gelegt und die Brücke darauf abgesetzt. Dann wurden 15 cm dicke Roste unter die Windengehäuse geschoben.

Dieser Vorgang wurde bis zu einer Gesamthebung von 76 cm wiederholt. Dann wurden die Roste, die zusammengeschweißt waren, in bewehrten Beton gebettet, um zusätzlichen Widerstand gegen seitlichen Druck für den Fall zu sichern, daß ein plötzlicher Stoß, etwa ein Erdbeben, auftreten könnte. Nach sechs Stunden Abbindezeit wurde die Arbeit wieder aufgenommen.

In drei solchen Absätzen wurde die Gesamthebung um 2,29 m durchgeführt. Während dieser Zeit wurde auch das Eisenbahnzufahrtsgleis auf einer Länge von 610 m gehoben. Die Züge verkehrten über das Gleis sechs

* Nach den neu bearbeiteten deutschen „Berechnungsgrundlagen für Fördergerüste“, die durch Runderlaß des Ministers für Wiederaufbau des Landes Nordrhein-Westfalen vom 18. 11. 1949 (II A 2247/49) eingeführt und im Ministerialblatt für das Land Nordrhein-Westfalen (Ausgabe A) vom 19. 12. 1949 veröffentlicht sind, werden entsprechend hohe Spannungen zugelassen; und zwar sind bei Lastzuständen mit Seilbruchlast — jedoch ohne gleichzeitige Windlast — die zulässigen Spannungen für gewisse Bauteile bis zur Streckgrenze (2400 kg/cm² für Handelsbaustahl und St 37. 12 bzw. 3600 kg/cm² für St 52) erhöht.

Stunden nach vollendeter Hebung der Brücke. Die 2,29 m hohen Hebefeiler, die aus einbetonierten I-Trägerrosten bestanden, ließ man für den Fall, daß eine weitere Hebung erforderlich wird, stehen. [Nach Eng. News-Record (1949) Nr. 16 vom 21. April 1949, S. 18.]

Reg.-Bmst. E. Wenk, Köln.

Elektrisch isolierte Brückenlager.

Bei der Hamburger Hochbahn, die mit Gleichstrom betrieben wird, wurde in zwei Fällen die Wiederherstellung eines gerissenen Widerlagerkörpers für einen stählernen Überbau in der Weise gelöst, daß das Widerlager unter den Brückenauflegerkörpern geschlitzt und in diese

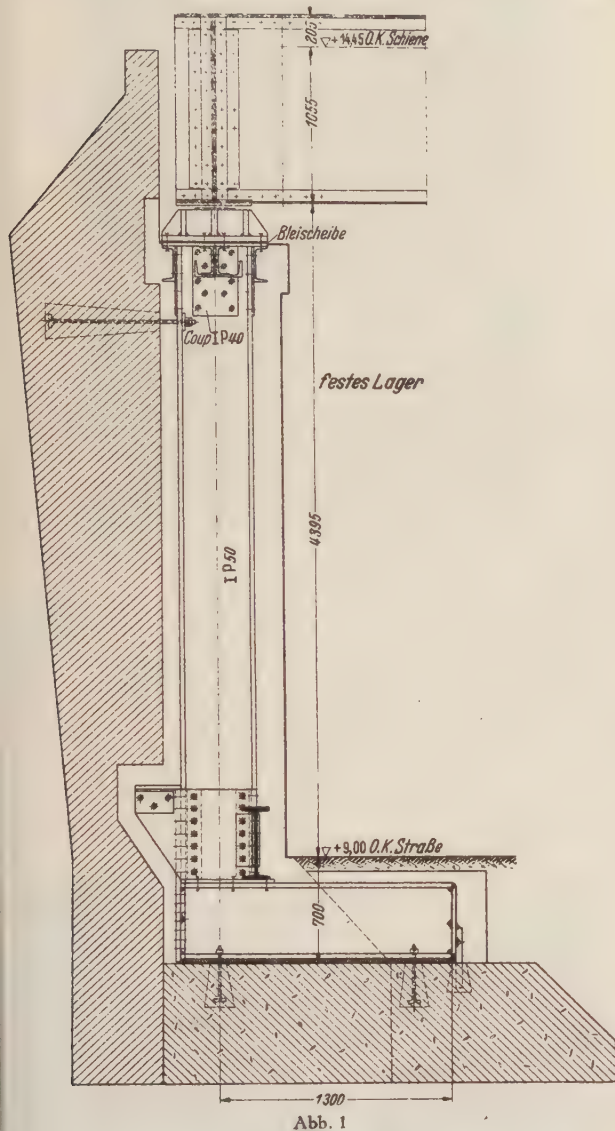


Abb. 1

Schlitzte Stahlstützen einbetoniert wurden (Abb. 1). Beim statischen Nachweis wurde die hierbei auftretende Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl berücksichtigt.

Um Energieverluste durch vagabundierende Ströme auf ein Minimum zu reduzieren, wurden im vorliegenden Fall, bei dem die Stahlstützen bis in das feuchte Erdreich hinabreichen, elektrisch isolierte Brückenlager gefordert. Diese Brückenlager wurden von der Hamburger Hochbahn, der Fa. Carl Spaeter, Hamburg, und der Fa. Steatit-Magnesia A.-G., Werk Hohenbrunn (Oberfranken), entwickelt. Das Lager besteht aus zwei Stahlgußkörpern, die durch zylindrische Steatitkörper gegeneinander abgestützt und isoliert werden, und zwar sowohl vertikal als auch horizontal (Abb. 2). Hierbei sind die Auflagerflächen sowohl beim Stahlguß als auch bei den Steatitkörpern plan-geschliffen. — Es wurden sowohl feste als auch bewegliche Auflager ausgeführt.

H. Maul, Hamburg.

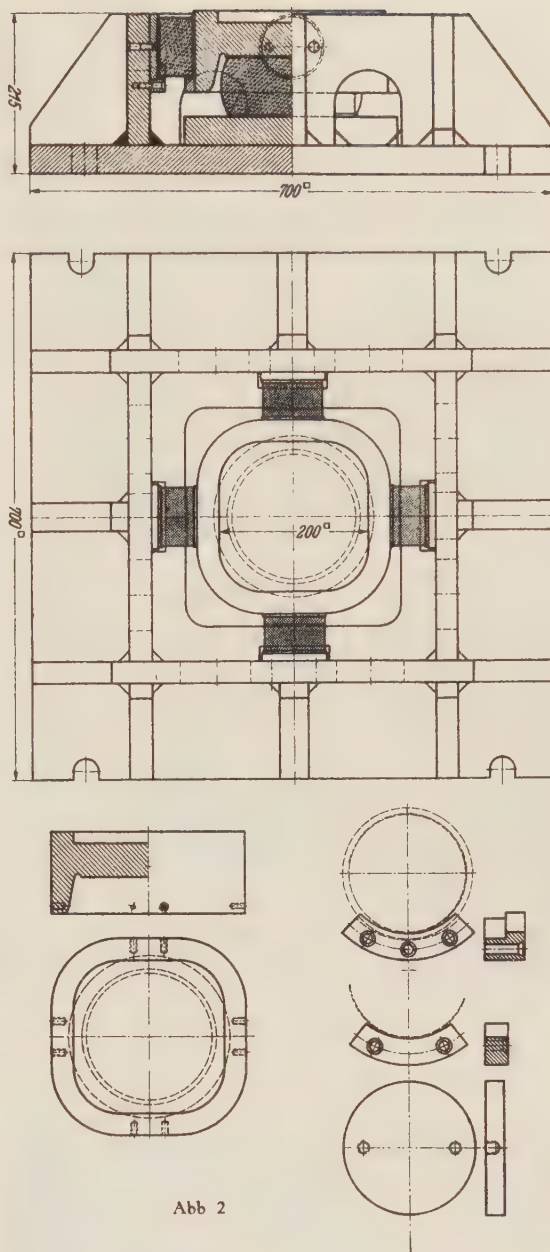


Abb. 2

Erfahrungsstand und Grundsätze der konstruktiven Gestaltung für Druckrohrleitungen von Wasserkraftanlagen in Frankreich.

Das Heft Nr. 3/1949 der Zeitschrift „La Houille Blanche“ gibt einen Überblick über die Entwicklungslinien und Probleme beim Bau von Druckstollen und Druckrohrleitungen im Zuge des Großausbaus der französischen Wasserkräfte. Von besonderem Interesse ist der Überblick von G. Ferrand (S. 231—240) über den allgemeinen Entwicklungsstand und die Behandlung des Verreisungsproblems durch Ch. Bouvet (S. 245—247).

Nach M. Ferrand werden genietete oder wassergasgeschweißte Leitungen praktisch nicht mehr gebaut. Die Rohre werden ausschließlich elektrisch geschweißt (Abb. 1). Die verwendeten Stahlbleche weisen Festigkeiten zwischen 50 und 60 kg/mm² auf. Bei hohen Drücken bedient man sich bandagierter Rohre, entweder in starrer Ausführung mit Bandagenringen (Abb. 2) aus sehr hartem Stahl (Elastizitätsgrenze 70 bis 95 kg/mm²) oder in schlaffer Ausführung in Kabelform. Die Kabelbandagen bestehen entweder aus einzelnen Ringkabeln (Abb. 3) oder aus einem aufgewickelten Kabel in Schraubenform (Abb. 4). Die Kabel werden aus Drähten von 2 bis 3 mm Stärke

aus korrosionsbeständigem Stahl hergestellt, die eine Festigkeit von 200 kg/mm^2 aufweisen. Neben den oberen und mittleren Rohrstrucken der Freiluftleitungen werden Rohre mit Kabelbandagen hauptsächlich für eingedete Druckrohrleitungen und Druckstollen angewendet. Neuerdings wird auch eine stärkere Verwendung von Rohren mit Kabelbandagen für Freiluftleitungen erwogen, nachdem die Kabel außer den Endbefestigungen auch noch

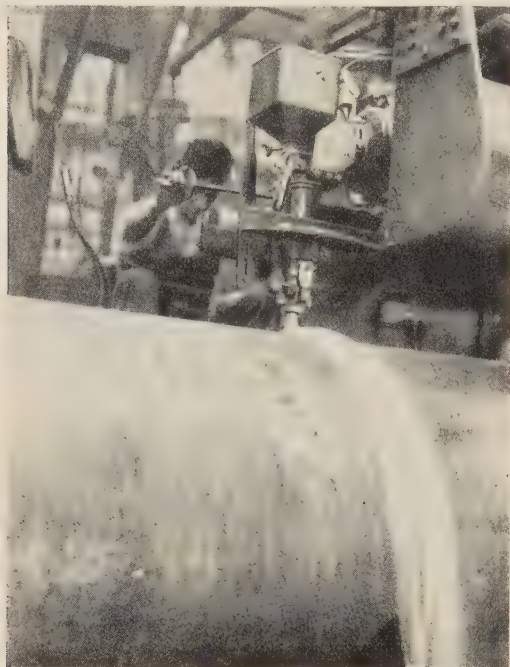


Abb. 1. Ellira-Schweißung eines Rohres der Druckrohrleitung von Aussöis.

Zwischenbefestigungen aufweisen (Abb. 5) und dadurch die Möglichkeiten einer durch Zufälle bedingten Kabelabwicklung beschränkt sind.

Die größte Ausbauleitung, die sich mit einem einzigen Rohrstrang bewältigen läßt, beläuft sich in Frankreich zur Zeit auf 250 000 PS für eine Freiluftleitung und für 500 000 PS für einen Druckstollen. Maßgebend für diese Leistung ist die zur Verfügung stehende hydraulische

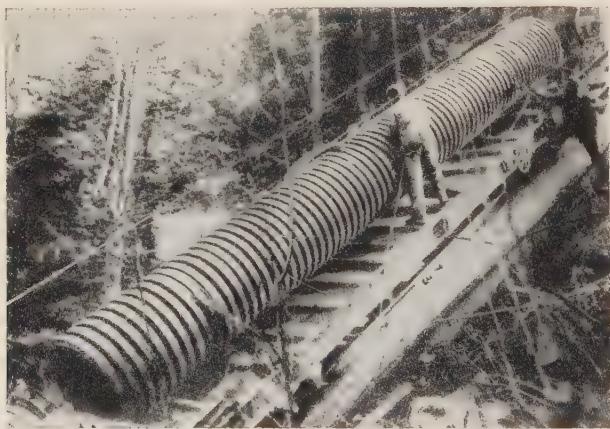


Abb. 2. Druckrohrleitung Portillon mit starren Bandagen.

Presse, die für die genannten Ausbauleistungen 7000 t bereitstellen muß. Hiernach kann z. B. ein Druckstollen für $60 \text{ m}^3/\text{s}$ maximaler Schluckfähigkeit eine Rohfallhöhe von rund 800 m aufweisen, während eine Freiluftleitung von 1750 m Rohfallhöhe noch $13 \text{ m}^3/\text{s}$ bewältigen kann. Vergleicht man hiermit den Stand des derzeit größten Ausbaus in Frankreich — 1948: Speicherkraftwerk Malgovert mit 750 m Rohfallhöhe und 400 000 PS und 1950: Speicherkraftwerk Roselend mit 1200 m Rohfallhöhe und 600 000 PS —, so besteht zweifellos ein Anreiz, die genannten Ausbauleistungen eines einzigen Rohrstranges noch weiter zu vergrößern.

Gewichtsmäßig gesehen hat die Erhöhung der Ausbauleistung, die durch die Einführung der Elektroschweißung und die verschiedenen Verfahren der Rohrbandagierung möglich geworden ist, zu außerordentlichen Erfolgen geführt. Die beiden Stränge der Freiluftleitung von Malgovert für je 200 000 PS haben insgesamt nur 4400 t Stahl verlangt. Im Jahre 1922 hätte man statt dessen zehn Stränge mit je 40 000 PS für nötig erachtet, die 24 500 t Stahl ver-

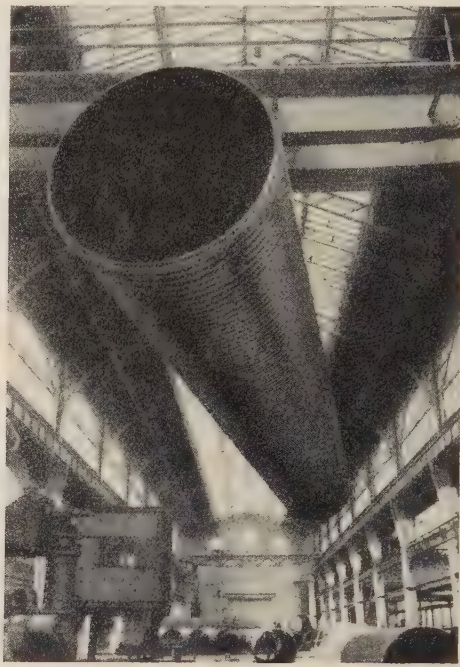


Abb. 3. Druckrohre mit Bandagen aus einzelnen Ringkabeln für die Druckrohrleitung von Aussöis.

braucht haben würden, d. h.: das $5\frac{1}{2}$ -fache der Tonnage von 1948.

In hydraulischer Hinsicht hat die Steigerung der Ausbauleistung und die damit verbundene Steigerung des Leitungsdurchmessers fast eine Verdoppelung der maximalen Durchflußgeschwindigkeit ermöglicht. Gegenüber 4 bis 5 m/s vor etwa 25 Jahren läßt man jetzt bis zu 8 m/s zu.

Um den einander widerstrebenden hydraulischen und festigkeitsmäßigen Anforderungen an die Hosenrohre gebührend Rechnung tragen zu können, geht man in Frank-

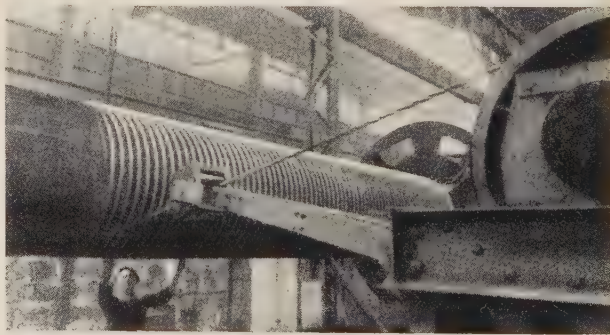


Abb. 4. Druckrohre mit Bandagenwicklung für die eingedete Druckrohrleitung von Arvan.

reich jetzt mehr und mehr dazu über, diese Anforderungen getrennt zu berücksichtigen, etwa durch Anordnung einer Kalotte für den Kräfteausgleich, in der dann unter Druckausgleich das der Wasserführung dienende Hosenrohr angeordnet ist.

Sehr bemerkenswert sind die Erfahrungen, die man mit der typisch französischen Bauweise von Freiluftdruckrohrleitungen ohne Dilatationen gesammelt hat. Die in dieser Weise gestaltete Leitung von Aston für $8,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei 513 m Rohgefälle wurde ein ganzes Jahr lang, ohne gefüllt zu sein, den sehr harten atmosphärischen Schwankungen von -18° im Winter und $+50^\circ$ im Sommer ausgesetzt. (Die

Leitung, deren Durchmesser 1,5 m beträgt, ist zu $\frac{2}{3}$ bandagiert und in den Festpunkten verankert, zu $\frac{1}{3}$ normal geschweißt und außerhalb der Festpunkte verankert.) Während dieses Großversuches hob sich die Leitung bis zu 20 cm von den Sockeln ab, ohne dadurch, wie die anschließend vorgenommene Füllung erkennen ließ, undicht zu werden oder Schwächen irgendwelcher Art zu zeigen. Auch in den Festpunkten wurden keinerlei Ribbildungen oder Abbröckelungen beobachtet. Auf Grund dieser und zahlreicher anderer guter Erfahrungen



Abb. 5. Druckrohre mit gewickelten Kabelbandagen mit Zwischenbefestigungen für die eingedete Druckrohrleitung von Arvan (Typ mit doppelter Sicherheit).

wird grundsätzlich von der Anordnung von Dilatationen abgeraten, auch im Falle bandagierter Rohre, wo die Rohrwandstärke oft nicht zur Übertragung der Längskräfte ausreichen würde, wenn die Verankerungen nicht da wären.

Es liegt durchaus im Zuge dieser guten Erfahrungen, daß man die eingedeten Leitungen, wenn irgend möglich, durch Freiluftleitungen oder Druckstollen zu ersetzen trachtet.

Mit der zunehmenden Anordnung von Talsperrenkraftwerken liegt jetzt häufiger der Fall vor, daß großräumige Druckrohrleitungen durch die Mauer hindurchgeführt werden müssen. Hierfür bevorzugt man in Frankreich — nach den schlechten Erfahrungen mit den Druckrohren in

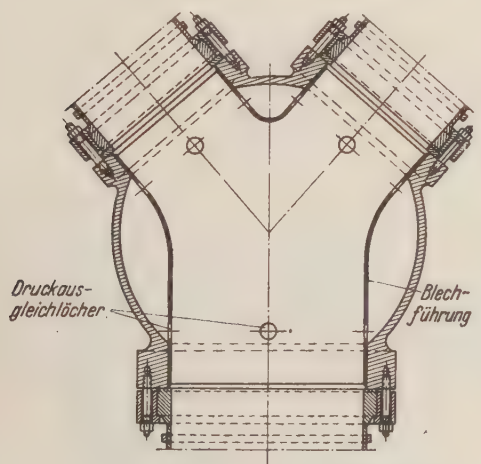


Abb. 6. Hosenrohrverbindung, System Arly.

der Aigle-Staumauer — jetzt durchweg Druckrohre mit sehr steifen Armierungsringen, etwa in der Art, wie sie im Bauingenieur 25 (1950) S. 71, Abb. 4, für die Génissiat-Anlage gezeigt ist. Die gleiche Anordnung weist auch die in Bau befindliche Chastang-Stauanlage auf.

Hinsichtlich der Frage der Vereisungsmöglichkeit von Druckrohrleitungen berichtet M. Ch. Bouvet über sehr interessante Messungen in der bereits erwähnten Freiluftleitung von Portillon (Abb. 6), die mit 1413 m Rohgefälle die höchstgelegene Druckrohrleitung Frankreichs darstellt. Sie liegt in den Hochpyrenäen in der Gegend von Luchon und beginnt in einer Höhe von 2562 m. Für die Messungen waren drei Thermometer eingebaut, eines in 2478 m Höhe, ein zweites in 1860 m Höhe und ein drittes am Kraftwerk. Sobald an einem der Thermometer eine Temperatur von

— 4° erreicht wurde, leuchtete im Kommandoraum des Kraftwerks eine rote Lampe auf und die Anlage wurde zur Abwendung einer Vereisung in Betrieb gesetzt.

Nach den gemachten Beobachtungen besteht keine Vereisungsgefahr, solange die Nachttemperatur nicht unter — 5° sinkt, da sich das Wasser am Tage wieder erwärmt. Erst bei einer Nachttemperatur von — 7° wird die Angelegenheit bedenklich und man muß zwei- bis dreimal innerhalb von 24 Stunden einen kurzen Stoßbetrieb durchführen. Die untersten Teile der Leitung erwiesen sich am gefährdetesten, da hier die Schneedecke fehlte, die den oberen Teilen einen Wärmeschutz bot.

F. Tölke, Karlsruhe.

Die größte Blechträger-Hubbrücke der Welt.

Mit dem Bau einer 291,39 m langen Blechträgerbrücke mit 4 Öffnungen über den Harlem-River in New York ist Anfang dieses Jahres begonnen worden. Sie dient für den Fußgängerverkehr von der 103. Straße in Manhattan nach Wards-Island, wo ein Park angelegt wird.

Eine Mittelöffnung dieser Brücke ist als Hubbrücke mit einer Spannweite von 95,15 m ausgebildet; dies ist die größte Blechträger-Hubbrücke der Welt. Für die Haupt-

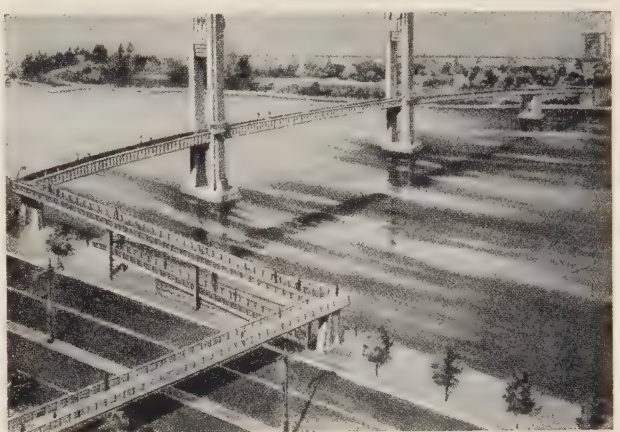


Abb. 1. Schaubild der Brücke über den Harlem-River zwischen Manhattan über Wards-Island.

träger ist Si-Stahl vorgesehen. Der Querschnitt setzt sich zusammen aus einem 3,05 m hohen, 17,5 mm dicken Stegblech, 4 Winkeln 203 · 203 · 24 und Lamellen 559 · 17,5, von denen eine im Obergurt auf der ganzen Länge durchläuft. Baustellenstöße sind in den Drittelpunkten vorgesehen. Die Pfeiler haben von Mitte zu Mitte einen Abstand von 100,58 m und einen lichten Abstand von 91,44 m. In ge-

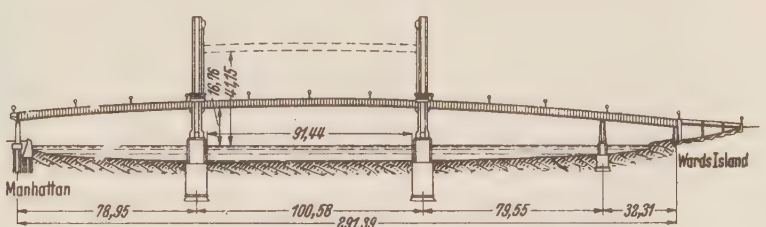


Abb. 2. System der Brücke.

schlossener Lage läßt die Hubbrücke eine Minstdurchfahrthöhe von 16,76 m, in gehobener Lage eine Durchfahrthöhe von 41,15 m zu. Die Lichträume sind die gleichen wie bei der Harlem-River-Hubbrücke in der Zufahrt von Manhattan zur Triborough-Brücke, die ungefähr 1,5 km nordwärts liegt. Das Heben der neuen Hubbrücke wird nur einige Male am Tage erforderlich sein.

Die beiden Hubtürme, die Maschinengehäuse im oberen Teil der Türme und die Gegengewichte sind wegen des besseren Aussehens aus Kastenquerschnitten hergestellt. Sie sind auf Betonsockeln gelagert, die auf Beton-Senkkasten errichtet sind. Diese sind bis zu einer Tiefe von etwa 24,38 m auf Fels oder tragfähigen Sand herabgelassen. Die Pfeiler werden gegen die Schiffsöffnungsöffnung durch Holzleitwerke geschützt.

Für den Betonpfeiler der auf der Manhattan-Seite gelegenen Seitenöffnung von 78,95 m werden I-Stahl-Pfähle bis zum Felsgrund gerammt. Die auf der Seite der Wards-Insel anschließenden Öffnungen von 79,55 m und 32,31 m Spannweite werden von einem Pfeiler mit Betonsenkasten-Gründung getragen.

Auf der Manhattan-Seite hat die Zugangsrampe Verbindung mit einer Fußgänger-Überführung, die den D.-Franklin-Fahrweg kreuzt, der parallel zum Fluß läuft. Am Ufer der Wards-Insel wird eine etwa 30,48 m lange Rampe, die aus Betonplatten und Betonwänden besteht, vom Ende der Seitenöffnung in den Park führen.

Die Brücke, die für einen Verkehr von 8000 Fußgängern je Stunde entworfen ist, hat einen 3,66 m breiten Fußweg, der aus 5,1 cm dicken Stahlrosten mit Betonfüllung besteht. Diese Brückendecke wird in Abständen von 1,52 m durch niedrige Querträger gestützt. Höhere Querträger, die gleichzeitig Teile der Querverbände sind, werden in etwa 6,10 m Abstand und an den Enden der Überbrückun-

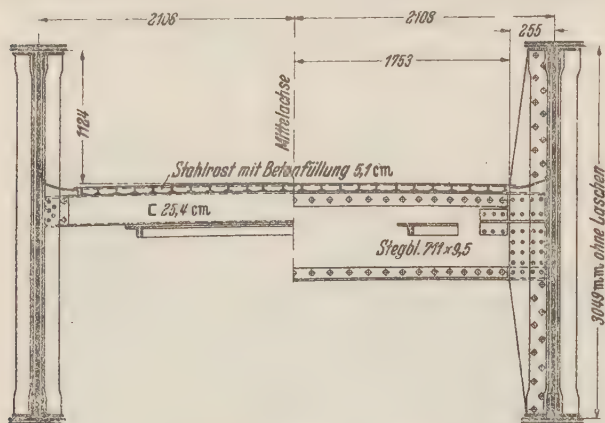


Abb. 3. Querschnitt der Hubbrücke.

gen angeordnet. Die Hauptträgerobergurte liegen 1,14 m über der Laufbahn und dienen gleichzeitig als Geländer.

Die Verkehrslast ist zu 1250 kg/m Brücke angenommen. Die zulässigen Spannungen für die Si-Stahl-Träger sind: 1898 kg/cm² für Zug beim Netto-Querschnitt, 1898—18,98 L/b kg/cm² für Druck beim Brutto-Querschnitt mit einem Maximum von 1617 kg/cm² und 1195 kg/cm² für Scherkraft im Steg. Die Niete in den Hauptträgern haben einen Durchmesser von 25,4 mm und sind mit 1055 kg/cm² Scherspannung bei einer Bruchscherspannung von 2109 kg/cm² berechnet. Die übrigen Niete haben meist 22,2 mm Durchmesser.

Als eine Abart dieses Entwurfes untersuchten die Konstrukteure eine hochliegende Überbrückung zwischen den beiden Türmen mit 2 Fahrstühlen. Diese Ausführungsart hätte Unterbrechungen des Schiffsverkehrs und die Gefahr des Rammens durch Schiffe mit hohen Masten oder Kränen, die für die Brücke in der Tieflage bestehen, ausgeschaltet. Die Idee wurde jedoch verworfen, als sich herausstellte, daß die Bewältigung des Fußgänger-Spitzenverkehrs untragbar hohe Kosten für die Aufzüge und Maschinenanlagen erfordert hätte.

Vorstudien zeigten, daß die Verwendung von Aluminium für die Hubbrücke beachtliche Ersparnisse an den Maschinen und elektrischen Ausrüstungen ergeben würden. Bei der Ausschreibung wurde ein Angebot für die Ausführung in Aluminium abgegeben, das trotz einer Ersparnis an Gewicht von 33 % gegenüber den Entwürfen aus Stahl im Preis beachtlich höher als das niedrigste Angebot für eine Stahlbrücke lag. Der Zuschlag wurde der American Bridge Co. mit einem Preis von 1 178 584 Dollar gegeben.

Es war geplant, daß die rd. 2-Mio.-Dollar-Brücke gegen Ende 1950 vollendet sein wird und damit zeitlich mit der Fertigstellung der Parkanlagen zusammenfällt. Die Brücke wird von der Triborough-Brücken- und Tunnel-Behörde gebaut. Die Pläne wurden von O. H. A m m a n n ausgearbeitet. [Nach Eng. News-Record 144 (1950) Nr. 7 vom 16. 2. 1950, S. 42.]

F. Kleineberg, Köln.

Riesengasleitung in Kalifornien.

Eine Gasleitung ganz ungewöhnlichen Ausmaßes wird zur Zeit von den Gasfeldern (Erdgas) in Texas und Neu-Mexiko nach Milpitas in Kalifornien verlegt. Sie ist rd. 2560 km lang und hat einen Durchmesser von 800 mm. Das Bauvorhaben erfordert einen Kostenaufwand von 151 Mio. \$. Der in Kalifornien zu verlegende Teil dieser Riesenleitung mit einer Länge von rd. 810 km ist der Bau-gesellschaft Bechtel in San Franzisko für 63 Mio. \$ in Auf-trag gegeben worden. Bauherren des Gesamtprojektes



Abb. 1. Planierschaufel im Rohrgraben.

sind die Pacific Gas- und Elektrizitäts-Gesellschaft und die Nationale Gas-Co. El Paso. Die vorerwähnte Baufirma hat den ersten (nördlichen) Bauabschnitt (128 km) ihres Loses nach fünf Monaten Bauzeit im November 1949 beendet und hoffte mit der ganzen ihr übertragenen Strecke noch im Laufe des Jahres 1950 fertig zu werden.

Der schnelle Baufortschritt kann natürlich nur durch den weitestgehenden Einsatz von Baumaschinen und Transportgeräten erzielt werden, angefangen vom maschi-



Abb. 2. Reinigen und Bituminieren der Rohre.

nellen Ausheben des Rohrgrabens bis zu seiner ebenso maschinell besorgten Zuschüttung nach der mechanisierten Rohrverlegung. Es werden jeweils von zwei Baukolonnen Abschnitte von je 48 km Rohrlänge in Angriff genommen. Es ist wohl verständlich, daß bei so schnellem Arbeits-verlauf hinsichtlich der Entfernungen auch die Baubüros, Versorgungs- und Verpflegungslager motorisiert werden mußten, zahlreiche Kraftwagen und Anhänger dienen diesem Zweck. Nachdem die Trasse für die Rohrleitung abgesteckt war, wurde mit zwei hintereinander arbeitenden Baggern der Graben ausgehoben bei einer Tagesleistung von 1600 m. Ihnen folgte ein Bulldozer (Planierschaufel)



Abb. 3. Maschine zum Teeren und Umwickeln der Rohre.

mit 1 m Schaufelbreite, der den Boden zum Auflegen der Rohrleitung säuberte und ebnete (Abb. 1). Hin und wieder mußte der Graben provisorisch auf einige Meter wieder zugeschüttet werden, um Landstraßen und Viehtriften durchzulassen. Die stählernen Rohre wurden in 10 m langen Schüssen angeliefert; zu je zwei wurden sie elektrisch zusammengeschweißt. Fahrbare Krangerüste nahmen dann geeignete Längen solcher Rohrstrecken in ihre Seilschlingen, die ein Drehen der Rohre zuließen, so daß allseitig ein Reinigen und Anstrich mit Bitumen durchgeführt werden konnte (Abb. 2). Ebenfalls fahrbare Sondergeräte besorgten das etwa notwendige Biegen der Rohre und das Umwickeln mit papierner Schutzhülle nach vorangehendem Anstrich mit heißem Teer. Diese wohl einzigartige Maschine (Abb. 3) verarbeitet rd. 250 m Rohr in der Stunde. Waren so die Rohre in den für die Ver-

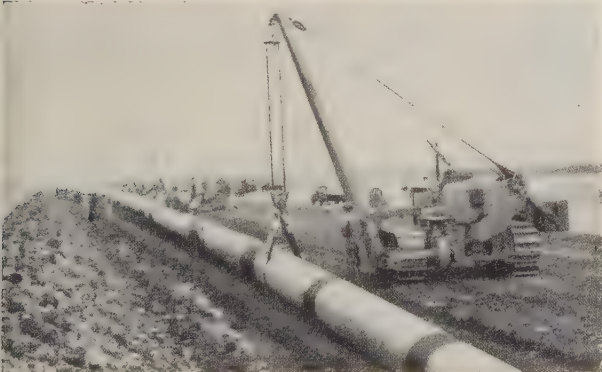


Abb. 4. Große Rohrlänge fertig zum Verlegen.

legung passenden Höchstlängen vorbereitet und zusammengefügt, so nahmen sie automobiler Krane (40 t bei 1,2 m Ausladung) in ihre Halteschlingen und senkten sie über den Grabenrand in ihre Endlage ab (Abb. 4). Schließlich wurde der Graben nach der sorgfältig vollendeten Rohrverlegung durch Seitenkipper wieder zugeschüttet. [Nach Construction, Methods and Equipment 32/1950 Nr. 1 vom Januar 1950, S. 40—44.]

O. Wundram, Hamburg.

Versuchsforschung an Modell-Hängebrücken.

Auch in England hat man den Einsturz der Tacoma-Brücke (November 1940) zum Anlaß genommen, sich aufs neue mit der statischen und dynamischen Untersuchung von Hängebrücken zu beschäftigen. In der Universität Bristol haben A. G. Pugsley und seine Schüler dabei einen nicht uninteressanten Weg eingeschlagen.

Ohne von den mathematischen Umständlichkeiten der sogenannten „Theorie zweiter Ordnung“ Gebrauch zu machen (die diesbezüglichen Veröffentlichungen werden nicht einmal unmittelbar erwähnt), werden auf der Grundlage von Messungen an Modell-Hängebrücken die charakteristischen Zusammenhänge erfaßt und in einer leicht verständlichen Weise dargestellt.

Statische Untersuchungen. Den Ausgangspunkt der Untersuchungen bilden Durchbiegungsmessungen, die getrennt an den beiden Elementen einer Hängebrücke, dem Kabel (oder der Kette) und dem Versteifungsträger, vorgenommen werden. Die Spannweite wird in eine bestimmte Zahl (etwa zehn) gleicher Abstände eingeteilt, die Meßpunkte sind gleichzeitig Angriffspunkte der vertikalen, einheitlichen Einzellast. Die Ergebnisse, alle Durchbiegungen bei allen Laststellungen, werden in einer Tabelle zusammengestellt, wie sie nachstehend als Beispiel wiedergegeben ist: Die Zeilen der Tabelle sind Biegelinien, die Spalten Einflußlinien der Durchbiegungen. Solche Messungen wurden an einer isolierten Kette von etwa 3,0 Meter Spannweite durchgeführt, die Tabelle bezieht sich auf eine Kette vom Pfeilverhältnis (Durchhang f zur Spannweite l) 1 : 10 mit einer Einheits-Einzelast von 10 % des Gesamtgewichtes der Kette.

Laststellung in Punkt	Durchbiegung in Prozenten des Durchhanges in den Punkten.								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	+ 4,16	+ 2,66	+ 1,09	— 0,17	— 1,03	— 1,42	— 1,58	— 1,33	— 0,80
2	+ 2,66	+ 6,01	+ 3,00	+ 0,60	— 1,09	— 2,08	— 2,47	— 2,20	— 1,33
3	+ 1,09	+ 3,00	+ 5,67	+ 2,49	— 0,19	— 1,81	— 2,52	— 2,47	— 1,59
4	— 0,17	+ 0,60	+ 2,49	+ 5,05	+ 1,85	— 0,51	— 1,81	— 2,08	— 1,42
5	— 1,03	— 1,09	— 0,19	+ 1,85	+ 4,71	+ 1,85	— 0,19	— 1,09	— 1,03
6	— 1,42	— 2,08	— 1,81	— 0,51	+ 1,85	+ 5,05	+ 2,49	+ 0,60	— 0,17
7	— 1,58	— 2,47	— 2,52	— 1,81	— 0,19	+ 2,49	+ 5,67	+ 3,00	+ 1,09
8	— 1,33	— 2,20	— 2,47	— 2,08	— 1,09	+ 0,60	+ 3,00	+ 6,01	+ 2,66
9	— 0,80	— 1,33	— 1,58	— 1,42	— 1,03	— 0,17	+ 1,09	+ 2,66	+ 4,16

Bevor man diese Zahlen in eine Rechnung eingeführt hat, hat man sich Rechenschaft abgelegt darüber, wieweit eine Anwendung des Superpositionsgesetzes gestattet ist. Messungen von Durchbiegungen in einem Punkte bei gleicher Laststellung, aber verschieden großen Lasten ergaben ein Bild wie Abb. 1; aus ihm wurde geschlossen, daß man keinen großen Fehler begeht, wenn man bei Lasten bis zu 25 % des Kettengewichtes eine lineare Abhängigkeit zugrundelegt. (Bei einer solchen Einheitslast von 25 % war die entsprechende Tabelle der Biegekoeffizienten nicht mehr in allen Zahlen symmetrisch zur Hauptdiagonalen.) — Eine solche Tabelle weist mehr Minus- als Pluszeichen auf: Wenn man von der sehr geringen Dehnungsenergie absieht, ist ja die beim Senken des Lastpunktes von der äußeren Kraft verrichtete Arbeit gleich der potentiellen Energie, die in der Kette dadurch gespeichert wird, daß die Mehrzahl ihrer unter Eigengewicht stehenden Punkte eine Hebung erfährt. Diese Eigenschaft der Kette, durch ihre Schwere einer angreifenden Last einen Widerstand entgegenzusetzen, wurde durch den Begriff „Schwersteifigkeit“ der Kette gekennzeichnet.

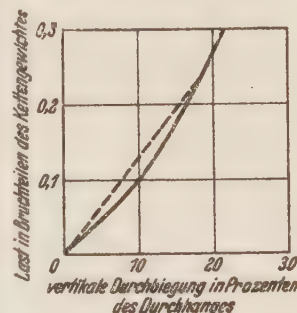


Abb. 1.

Die Aufstellung einer entsprechenden Tabelle der Biegekoeffizienten für den isolierten Versteifungsträger kann nach Belieben rechnerisch oder durch Modellmessung geschehen. Jedenfalls ist dabei die Möglichkeit vorhanden, den Einfluß der Schubkräfte auf die Verformung (bzw. der Wandstäbe eines Fachwerkträgers) zu berücksichtigen, ein Umstand, der in der englischen Veröffentlichung mehrfach betont wird.

Die Anwendung dieser Koeffiziententabellen auf die statische Berechnung der Hängebrücke bereitet keine grundsätzlichen Schwierigkeiten: Die wirkliche Nutzlast auf der Brücke wird dargestellt durch ein statisch gleichwertiges System von Einzellasten in den Meßpunkten, ebenso ersetzt man die wirkliche Reihe der Hängestangen

durch eine elastisch gleichwertige Reihe von Stäben in diesen Punkten. Dann kann für jeden der Punkte eine Gleichung aufgestellt werden, in der neben den gegebenen Nutzlasten die unbekannten Spannkraften, ausgedrückt durch Kabelsenkung, Trägerverformung und Hängestangendehnung auftreten. Aus der Lösung dieser linearen Gleichungen mit zahlenmäßigen Koeffizienten folgen schließlich das Biegemoment im Träger und die Spannkraft in dem Kabel. Abb. 2 zeigt eine auf diese Weise

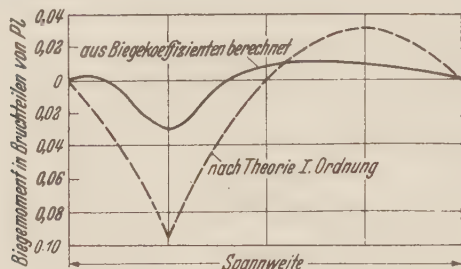


Abb. 2

ermittelte Momentenlinie im Vergleich mit der nach der üblichen Theorie (d. h. Theorie erster Ordnung) gerechneten.

Eigenschwingungen. Das Streben nach möglichst einfachen, geschlossenen Formeln zur Bestimmung der Eigenfrequenzen von Hängebrücken führt dazu, daß man nicht etwa einen gleichartigen Weg zur Schwingungsuntersuchung entwickelt, wie er vorstehend bezüglich der statischen Untersuchung umrissen wurde. Man beschäftigt sich zwar zunächst wieder ausführlich mit den Eigenschwingungen der isolierten Kette und unterbaut die Meßergebnisse (Schwingungszahl in erster Näherung umgekehrt proportional der Wurzel aus dem Durchhang der Kette) durch eine bewußt einfache Theorie; die so entstandenen Formeln für die Frequenz n haben die Gestalt

$$n = \frac{a}{2\sqrt{2}} \sqrt{\frac{g}{f}} \left(1 - b \cdot \frac{f^2}{s^2}\right)$$

(g = Schwerebeschleunigung, f = Durchhang, s = im Bogen gemessene Länge des Kabels, a und b Zahlenfaktoren von bestimmter Größe bei bestimmten Schwingungsformen, d. h. Grundschwingung, 1. Oberschwingung usw.). Es wird auch noch ein Quotient der Steifigkeiten

$$R = \frac{24 EJ f}{q l^4}$$

(q = Einheitsgewicht der Kette, l = Spannweite) eingeführt, indem man die „elastische Steifigkeit“ des als Balken auf zwei Stützen angesetzten Versteifungsträgers in Brückenmitte mit $48 EJ/l^3$, die „Schweresteifigkeit“ des Kabels an derselben Stelle näherungsweise mit $2q l/f$ festlegt. Es wird sodann jedoch keine grundsätzliche Überlegung über das Zusammenwirken von Kabel und Träger während der Schwingung angestellt, sondern man macht Gebrauch von der Hilfsgröße K , die D. B. Steinman [vgl. Bauingenieur 25 (1950), S. 214] für Schwingungsberechnungen eingeführt und für die er verschiedene Näherungsformeln angegeben hat. Die Endformel lautet z. B. für die Grundschwingung

$$n = \frac{1}{2\sqrt{2}} \sqrt{\frac{g}{f}} \left(1 - 3 \frac{f^2}{s^2}\right) \sqrt{1 + 13,2 R},$$

die mit ihrer Hilfe errechneten Schwingungszahlen weisen gegenüber am Modell gemessenen Werten z. T. Abweichungen von 10% auf. — Alle bisherigen Schwingungsuntersuchungen in Bristol bezogen sich auf Biegeschwingungen; das Studium der Torsionsschwingungen ist noch im Gange.

Schwingungen infolge Wind. Bei der Untersuchung der Schwingungen, in die eine Hängebrücke durch seitlichen Wind versetzt werden kann, hat man zunächst danach gestrebt, sich ein Bild vom Wesen dieser Schwingungen zu machen, ohne damit zahlenmäßige Feststellungen zu verbinden. Ein solches Bild gewinnt man bereits, wenn man die Wirbel, die sich abwechselnd an der Ober- und der Unterkante des windseitigen Versteifungsträgers ab-

lösen (und die dann eine Kármánsche Wirbelstraße bilden), als Ursache dieser Schwingungen ansieht. Um zu Zahlenwerten zu kommen, ist versuchsweise eine Theorie aufgestellt worden: die Ablösefrequenz der Kármán-Wirbel ist bekanntlich

$$n \approx 0,2 \frac{v}{h},$$

(v = Geschwindigkeit der ungestörten Strömung, h = Breite der Wirbelstraße). Setzt man für n eine Eigenfrequenz der Brücke und für v die gesuchte kritische Windgeschwindigkeit ein, so folgt

$$v_{kr} = 5 n h,$$

wobei man h als Stegblechhöhe des Versteifungsbalkens auffassen kann. Entsprechende Modellversuche haben zwar eine Proportionalität zwischen v_{kr} und n gezeigt, es sind aber noch weitere kritische Geschwindigkeiten in Erscheinung getreten, die nicht mit dieser einfachen Theorie erklärt werden können. Die diesbezüglichen Versuche sind noch nicht abgeschlossen, weitere Versuche (insbesondere über Torsionsschwingungen) sind noch geplant.

Als Maßnahmen, die diesen gefährlichen Schwingungen vorbeugen sollen, werden die Mittel empfohlen, die aus der amerikanischen Literatur bekannt sind: Bevorzugung von Fachwerk-Versteifungsträgern gegenüber der vollwandigen Bauart, Längsschlitz in der Straßendecke, Vermeidung bestimmter Verhältnisse zwischen Brückenbreite und Trägerhöhe, schließlich Anbringung kurzer Verspannungskabel, z. B. kreuzweise in Brückenmitte, wobei noch hydraulische Dämpfvorrichtungen eingefügt werden können. [Nach The Structural Engineer 27 (1949) S. 327–347.]

Walting, Düsseldorf.

Die größten Segmentwehre der Welt an einer spanischen Staumauer.

Die größten Segmentwehre der Welt sind jetzt an der Gewichtsstaumauer Villalcampo am Douro-Fluß in Spanien erbaut worden. Sie dienen der Hochwasserentlastung und bestehen aus vier Einzelwehren von 24 m Länge und 11 m Höhe. Sie befinden sich auf der Krone der Mauer. Der

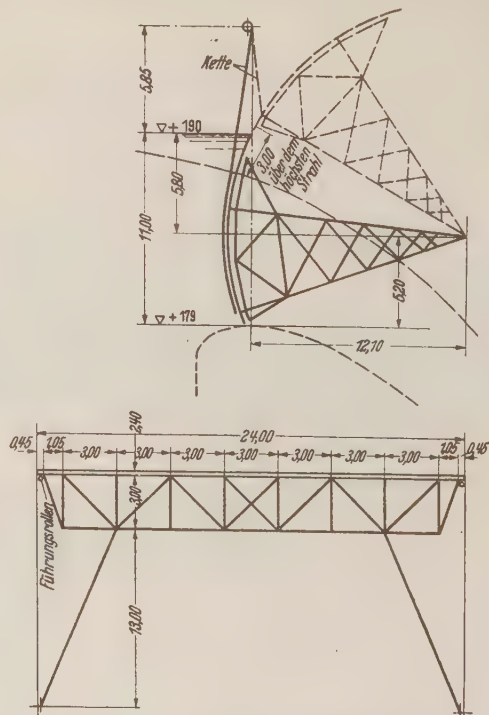


Abb. 1. Segmentwehr an der Villalcampo-Staumauer von 11 m Höhe und 24 m lichter Weite.

Druck auf den Drehpunkt beträgt an jeder Seite 795 t und der Seitendruck auf den Pfeiler 312 t. Das System der Anlage ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Der Überfall ist für eine größte Abflußmenge von 7800 m³/s entworfen worden. Das ist z. B. ungefähr das

1,7fache des Donauwehres bei Kachlet mit einer höchsten Hochwassermenge von 4600 m³/s.

Die Seitendichtung wird durch eine Gummibahn von etwa 13 mm Stärke bewerkstelligt. Die Dichtung am Boden der Anlage besteht aus einem wulstförmigen Gummistreifen. Die Pfeiler sind bewehrt, besonders an der Stelle des Drehpunktes. Jede Verankerung besteht dort aus 23 Ankereisen von 75 mm Durchmesser. Diese sind an ihrem oberen Ende gedreht und übertragen die ganze Kraft von 795 t durch Haftspannung auf den Beton. An ihrem stromabseitigen Ende ist ein Blech befestigt, gegen das sich stählerne Träger stützen, die die ganze Kraft übernehmen. [Aus Civ. Engineering 20 (1950) S. 173.]

Dr.-Ing. F. Orth, Berlin.

Die Hängebrücke über den Delawarefluß.

Die im Bau befindliche Hängebrücke über den Delawarefluß wird die erste Überbrückung dieses Flusses unterhalb von Philadelphia sein. Die Inbetriebnahme ist für 1. Juni 1951 in Aussicht genommen.

Die Spannweite der Mittelöffnung soll 654 m betragen. Nur fünf bestehende Brücken weisen größere Spannweiten auf. Die lichte Höhe unter der mittleren Öffnung mißt 54 m. Die beiden Seitenöffnungen spannen 228 m. Einschließlich der Zugangsbrücken ergibt sich eine Gesamtlänge von 3260 m (Abb. 1).

Der westliche Ankerpfeiler und die beiden Turmpfeiler werden durch offene Ausbaggerung der Brunnen in den



Abb. 1. Brückenansicht.

Senkkasten hinabgeführt, der östliche Ankerpfeiler wird zwischen Fangedämmen gebaut. Der Senkkasten für den westlichen Ankerpfeiler übertrifft, wenigstens in seinen Abmessungen, alle bisher ausgeführten Ankerbauwerke bestehender Hängebrücken. In den Schneiden mißt dieser Klotz 30 m · 67 m. Die Schneidenkammer von 4 m Höhe ist durch 4 Längs- und 11 Querwände ausgesteift, die den Raum für die untersten Ringe der 60 Baggerbrunnen von 4,6 m Durchmesser freilassen (Abb. 2). Alle Felder des Senkkastens sind durch waagrechte Platten abgedeckt, so daß die Schneidenkammer wasserdicht abgeschlossen ist. Die eigentliche Schneide wird durch einen Winkel 200 · 200 · 20 mm gebildet. Die Konstruktion ist durchweg geschweißt. Die Schneidenkammer ist auf dem Helgen einer Schiffswerft gegenüber von Philadelphia wie ein seegehendes Fahrzeug gebaut, an einem Pier in Philadelphia selbst vervollständigt und dann nach der Einbaustelle geschleppt. Der Ankerklotz hat eine Gesamthöhe von 33,5 m, die es ermöglicht, ihn bis zu 29 m abzusenken (Abb. 3). Seine Längsrichtung verläuft in der Brückenachse. Der Ankerklotz ist 5,5 m in einer Tiefe von 6 m an der Flußseite abgetrept und er krägt 6 m in einer Tiefe von -3 m an der Uferseite aus. Die Auskragung ist zwischen drei Fangedämmen hergestellt und mit dem Senkkasten verbunden. Der Zwischenraum zwischen der Senkkastenkonstruktion und den ausgebagerten Brunnen

ist ausbetoniert. Der untere Teil der Brunnen erhält einen Betonkern von 4,5 m Stärke in den Schneiden. Von der Ordinate 1,5 m ab ist der Gesamtbau durch einen 3 m starken Verteilungsblock bis zur Oberkante des Ankerklotzes hochgeführt, wodurch dieser bis zu 4,5 m über Niedrigwasser heraufreicht. Auf dem Ankerklotz ruht der Ankerblock, der den Kabelankern den Halt gibt. Die

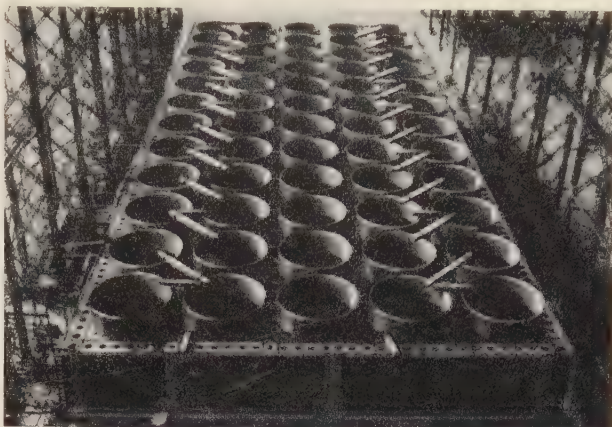


Abb. 2. Senkkasten des westlichen Ankerpfeilers.

zylindrischen Brunnen bleiben mit Wasser gefüllt. Das Gesamtgewicht des westlichen Ankerbauwerks beträgt 200 000 t. Der Kabelzug ist zu 19 000 t berechnet, der in einem Winkel von 14° zur Waagrechten angreift, und zwar 28 m hinter und 76 m über der vorderen Senkkastenschneide. Bei voller Belastung schwankt der Bodendruck zwischen 5 kg/cm² an der Rückseite und 8 kg/cm² an der Vorderseite.

Von der Kiellegung des Senkkastens aus der Werft bis zur Ankunft auf der Baustelle verging ein Jahr. In der Zwischenzeit wurden auf den Einbauplatz Sandinseln aufgeschüttet und stählerne Dalben gerammt, um eine Führung für den Senkkasten herzustellen. Die Sandinseln an den Enden des Kastens gaben den genügenden Schutz gegen die Einwirkungen der Tideströmungen. Sie ließen zusammen mit den abgefenderten Dalben einen Spielraum von 1,2 m. Um ihn auf die Flußsohle absetzen zu können, wurde er ausbetoniert und bis zu einer Tiefe von 6,5 m abgesenkt. Im weiteren Verlauf der Arbeiten wurden die Brunnen ausgebaggert und die Zwischenräume mit Beton gefüllt.

Der Bau der Senkkasten für die Turmpfeiler vollzieht sich ähnlich wie die Herstellung des großen Ankerklotzes. Die Turmpfeiler erhalten vier Querreihen von sieben

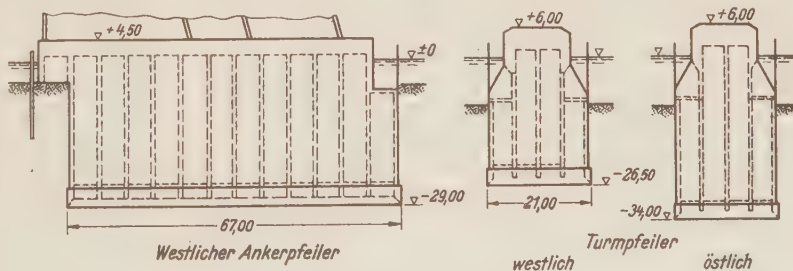


Abb. 3. Schnitte durch die Pfeiler.

Brunnen mit einer Weite von 4,5 m. Die Schneiden messen 21 · 35 m, sie reichen bis zu Tiefen von -26,5 m beim westlichen und bis zu -34 m beim östlichen Turmpfeiler. Wenn die offenen Senkkasten die vorgesehene Gründungstiefe durch Ausbaggern der Brunnen erreicht haben, werden die Arbeitskammern mit einer aufgehängten Unterwasser-Spüleleitung von 30 cm Weite mit zwei waagrechten Abzweigungen am unteren Ende von 10 cm Durchmesser ausgeräumt. Seitenstützen halten die Spüleleitung in den Brunnen in lotrechter Stellung, bis sie durch langsame Drehbewegung bis auf den Boden hinabgeführt ist. Zum Schluß wird die Sohle in den Brunnen durch

einen schweren Stempel in Form eines umgekehrten Pilzes eingeebnet, um den Boden für die Aufnahme des unteren Betonkernes herzurichten. Die äußere Reihe der Turmpfeilerbrunnen werden auf -9 m gekappt und die innere Reihe bis zu $+1,5$ m hochgeführt. Abgedeckt werden die Pfeiler durch einen Block von $4,5$ m Dicke mit einer Oberfläche von $14 \text{ m} \cdot 35 \text{ m}$.

Die Pfeiler der Zugangsbrücken zu beiden Seiten der Hängebrücke sind auf hölzernen Pfählen gegründet. Der mächtigste steht auf 360 Pfählen.

Beim Bau sind 2 Betonmischwerke, 10 Schwimmkrane mit einem großen Park schwimmender Fahrzeuge eingesetzt. [Nach Engineering News-Record 144 (1950) Nr. 3 vom 19. Jan. 1950, S. 36.] Erich Bunnies, Hamburg.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Jäger, Karl, Prof. Dr., techn. Privatdozent an der Techn. Hochschule Wien: **Praktische Festigkeitslehre**. Eine Aufgabensammlung. 220 S., Gr. 8°, mit 154 Abb. Wien: Manzsche Verlags- und Universitätsbuchhandlung 1949. Brosch. 12,80 DMark, geb. 15,— DMark.

Die Aufgabensammlung umfaßt das gesamte Gebiet der Festigkeitslehre, mit Ausnahme der Berechnung von Scheiben, Platten und Schalen. Mit dem Spannungs- und Verzerrungszustand beginnend führen die Aufgaben über Biegung und Torsion von Stäben zur Knickung, zur Berechnung von elastischen Formänderungen, sowie zu einfachen statisch unbestimmten Tragwerken. Die Lösungen sind jeweils in gedrängter Form beigelegt, so daß ein Repetitorium der technischen Festigkeitslehre entstanden ist, das als Studienbehelf, wie auch zur Auffrischung älterer Kenntnisse sehr nützlich sein wird.

Die Aufgaben sind sehr vielseitig ausgewählt, so daß die Sammlung aufs wärmste empfohlen werden kann.

Eine der Aufgaben (Nr. 90) bezieht sich z. B. auf einen Verbundträger, bestehend aus einem Stahlbalken und einer Stahlbetondruckplatte.

Bei der 85. Aufgabe wäre ein Hinweis auf die in der Unterlagsplatte entstehenden hohen Biegespannungen zweckmäßig, desgleichen auf die Kantenpressungen bei Durchbiegung des Balkens.

Ferd. Schleicher, Dortmund.

Federhofer-Girkmann-Festschrift: Beiträge zur angewandten Mechanik von H. Beer, W. Flüge, K. Karas, K. Marguerre, Th. Pöschl, E. Reissner, A. Schleussner, S. Timoshenko, E. Chwalla, O. Dedič, E. Friedrich, O. K. Fröhlich, P. Funk u. E. Berger, G. Heinrich, K. Kriso, A. Leon u. F. Vitovec, W. Mudrak, F. Müller-Magyari, H. Parkus, A. Pucher, F. Reinitzhuber, A. Slibar u. F. Vitovec, F. Söchting, E. Tschsch, E. Tunzl, H. Winter. XIV, 413 S., Gr. 20,5-28 cm. Wien: in Kommission bei Franz Deuticke Verlag, 1950.

Die Festschrift ist dem ord. Prof. Dr. techn. Karl Federhofer, Techn. Hochschule Graz (geb. 5. 7. 1885) und ord. Prof. Dr. techn. Karl Girkmann, Techn. Hochschule Wien (geb. 22. 3. 1890) gewidmet. Neben kurzen Darstellungen des Lebenslaufes der beiden Jubilare enthält das Buch im 1. Teil 8 Beiträge aus dem Ausland, im 2. Teil 18 Beiträge aus dem (österreich.) Inland. Die Namen der Mitarbeiter allein zeigen schon das hohe Niveau der Festschrift, auf deren Inhalt aus Raumangel nicht näher eingegangen werden kann. Das Buch wird jedem technisch interessierten Bauingenieur wertvolle Anregung geben können.

F. Schleicher.

Drechsel, Walter, Prof. Dr.-Ing.: **Die Gleitschalung**. 96 S., Gr. 24-27 cm mit 150 Abb. Berlin, Verlag von W. Ernst & Sohn. 1950. DMark 10,— geh., DMark 12,— geb.

Obwohl die Gleitschalung erstmalig in Amerika schon vor 40 Jahren angewandt wurde, haben sich in Deutschland bisher nur einige wenige Firmen dieses rationellen Schalungsverfahrens im Betonbau bedient. Die umfassende Darstellung, die es in dem vorliegenden Buch erfährt, wird daher lebhaftem Interesse begegnen. An Hand von zahlreichen Zeichnungen und Bildern werden alle Einzelheiten der Schalung selbst, der Tragjoche, Arbeitsbühnen, der verschiedenen Hubvorrichtungen usw. beschrieben und die Arbeitsweise beim Betonierbetrieb ausführlich behandelt. Für den die Gleitschalung erstmals Anwendenden werden die vielen aus der Praxis gewonnenen Winke und Erfahrungen von besonderem Nut-

zen sein. Angaben über den Bedarf an Material und Lohn und der Vergleich mit dem bei den üblichen Schalmethoden notwendigen Aufwand geben einen Einblick in die Wirtschaftlichkeit der Bauweise.

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

Schultze, Edgar, Dr.-Ing. habil., ord. Prof. an der Techn. Hochschule Aachen, Direktor des Institutes für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, und Heinz Muhs, Dr.-Ing., Techn. Universität Berlin: **Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten**. XI, 464 S., Gr. 4° mit 498 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg. Springer-Verlag 1950. Preis DMark 43,50, Ganzleinen.

Nach der Unterteilung: Voruntersuchungen vor Baubeginn oder Untersuchungen am fertigen Bauwerk werden behandelt die geologischen, ingenieurbioologischen und geophysikalischen Voruntersuchungen, ferner Bohrungen, Sondierungen, Belastungsversuche im Bohrloch. Eingehend werden Probelastung, Proberammung sowie Grundwasserfragen besprochen. Bei der sorgfältigen Beschreibung der Laboratoriumsuntersuchungen hätte man sich gern für die kolloidchemischen Untersuchungen mehr Raum gewünscht. — Der zweite Teil bringt die Beobachtungen an Bauten, dabei besonders die Meßmethoden für Dehnungen und Spannungen sowie die Beobachtung von Rissen und die Grundwasserfragen. — Alle Kapitel sind einheitlich unterteilt. Es sind vornehmlich Erfahrungen der Berliner Versuchsanstalten verarbeitet worden. Bei einzelnen Kapiteln haben weitere Mitarbeiter mitgewirkt. Der gesamte Stoff ist durch Beispiele aus der Praxis des Bodenmechanikers erläutert worden. Dabei ist der Hinweis auf über 500 Schrifttumsangaben eine wertvolle Ergänzung. Das Buch ist übersichtlich und verständlich abgefaßt und kann sowohl als Lehrbuch als auch zum Nachschlagen sehr gut benutzt werden. Es liefert einen wichtigen Beitrag zur Fachliteratur, weil für eine derartige Bearbeitung des Stoffes, wie sie hier vorgenommen worden ist, Bedarf besteht. H. Petermann, Bremen.

Hertwig, August, Geh. Regierungsrat, Dr.-Ing. e. h., o. Prof. an der Techn. Universität Berlin: **Leben und Schaffen der Reichsbahn-Brückenbauer Schwedler, Zimmermann, Labes, Schaper**. VIII, 154 S., Gr. 18-26 cm, mit 141 Abb. Berlin, W. Ernst & Sohn, 1950, DMark 15,— geh., DMark 17,50 geb.

Die vorliegende Schrift entstand zum Gedenken von Gottwald Schaper, der seit dem Ende des ersten Weltkrieges bis zu seinem Tode, im Jahre 1942, dem Brückenbau der Reichsbahn vorstand und den deutschen Stahlbau, der in seinem technischen Stand immer vom Brückenbau bestimmt worden ist, maßgeblich beeinflusste. Seit vor hundert Jahren der Bau der alten Dirschauer Weichselbrücke den Aufschwung im Bau eiserner Brücken einleitete, hat die Verwaltung der preußischen Eisenbahnen, später der Reichseisenbahnen, besonderen Anteil an der Entwicklung des Brückenbaus genommen. In der Leitung des Eisenbahnbrückenbaues folgten etwa seit 1860 einander Schwedler, Zimmermann, Labes und Schaper. Hertwig hat es unternommen, das Andenken Schapers dadurch zu festigen, daß er seine Entwicklung und sein Wirken im Zusammenhang mit der Lebensgeschichte der anderen großen Brückenbauer der Eisenbahnen darstellt. Damit wird zugleich ein kurzer Einblick in die Entwicklung insbesondere der eisernen Brücken gegeben.

Ph. Stein, Aachen.

Baumeister, Ludwig, Dr.-Ing., Regierungsbaurat a. D.: **Preisermittlung und Veranschlagen von Hoch-, Tief- und Stahlbetonbauten**. Ein Hilfs- und Nachschlagebuch zum Veranschlagen von Erd-, Straßen-, Wasser-, Brücken-,

Stahlbeton-, Maurer- und Zimmerarbeiten. Zehnte neu bearbeitete Aufl. VIII und 508 S., Gr. 8° mit 142 Abb., Berlin/Göttingen/Heidelberg, Springer-Verlag 1950. DMark 25,50 Ganzleinen.

Mehr denn je ist heute der Bauunternehmer gezwungen, scharf zu kalkulieren, d. h. in seiner Vorkalkulation die Selbstkosten so genau wie möglich zu ermitteln, um auf der einen Seite konkurrenzfähig zu sein, dabei jedoch auf der anderen die Gefahr zu vermeiden, Angebote abzugeben, die zu Verlusten führen. In der neuen Auflage wird der kalkulierende Ingenieur eine Unmenge Kostenereferenzzahlen aus allen Gebieten des Bauwesens zusammengetragen finden, die ihm auf manche Fragen Antwort geben können.

Das in 25 Abschnitte gegliederte Buch befaßt sich in den ersten beiden mit allgemeinen Fragen der Selbstkostenrechnung und Kalkulation, mit Gerätekosten, amtlichen Bestimmungen zur Baupreisbildung u. a., in den Abschnitten III–XXV mit den Bauarbeiten des Tief-, Brücken- und Hochbaues. Der Einsatz von Geräten, der Stoffverbrauch und der Aufwand an Arbeitszeit werden erörtert und Umfang und Aufbau der Kostenrechnung an zahlreichen Beispielen dargelegt. Im Anhang werden technische und kaufmännische Nachkalkulationen behandelt und Vorschläge zu deren Organisation gemacht.

Das Buch wird für jeden praktisch tätigen Ingenieur, besonders aber für den Unternehmer-Ingenieur von großem Nutzen sein.

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf

Schaffernak, Friedr.: Flußmorphologie und Flußbau. 115 S., 129 Textabb., DMark 14,70, Wien, Springer-Verlag 1950.

Nicht der Zustand des Flußbettes, sondern die Vorgänge, die zu einem zeitlich begrenzten Zustand geführt haben, sind das Entscheidende bei der Beurteilung eines Flusses und eines Flußnetzes für den reinen Flußbau, also die Erhaltung und Verbesserung des Bettes, wie für die verschiedenen Nutzungen des Gewässers. Es gehört deshalb zum neuzeitlichen Begriff des Fluß- wie des Wasserbaus überhaupt, daß die morphologischen den hydromechanischen Untersuchungen gleichgestellt werden. In einer sehr klaren, systematischen Darstellung hat Schaffernak die grundsätzlichen Fragen der Flußmorphologie zusammengefaßt und sie dem Anwendungsgebiet des Flußbaus vorangestellt, wobei er sich im wesentlichen auf die Behandlung der Hoch- und Mittelgebirgsflüsse beschränkt. In der Flußmorphologie sind die Veränderungen des Grundrisses, Querschnittes und Längsschnittes, die Bewegung, Messung und Rechnung mit Geschiebe, die Anwendung des wasserbaulichen Versuchswesens bei der Lösung morphologisch bedingter Aufgaben, die Wirkung des Porenwassers und der Klärvorgang behandelt. Der Flußbau umfaßt Verfahren, Bauweisen und Baustoffe der Wildbachverbauung und der Regelung der Flußläufe. Der Zweck des Werkes, die Lehren aus einer Reihe von Fehlschlägen bei den früheren Verbauungsweisen von Flüssen, und die Mittel vor Augen zu führen, die die neuzeitliche Forschung zur Verhütung solcher Gefahren anwendet, ist als gelungen zu bezeichnen und das Buch jedem, der am Wasser baut, zu empfehlen.

H. Wittmann, Karlsruhe.

Streck, Otto, Prof. Dr.-Ing.: Wasser- und Wasserbau in praktischen Beispielen. 2. Band: Fließende und schwingende Wasserbewegung, Wehre, Wasserauflaufen, Bewässerung, Entwässerung, Wasserwirtschaft. XII u. 700 S., Größe 8° mit 361 Abb. und 2 Tafeln. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1950. Preis: Ganzleinen DMark 45,—.

Der zweite Band behandelt in 51 Aufgaben das Gebiet des Wasserabflusses, der schwingenden Wasserbewegung, des Abflusses über Wehre sowie der Bewässerung, Entwässerung und der Wasserwirtschaft. Wie beim ersten Band ist auch hier der Leitsatz durchgeführt, dem Wasserbauer an Hand von zahlenmäßig durchgeführten praktischen Beispielen die Lösung wasserbaulicher und hydraulischer Aufgaben zu zeigen.

Für den Studierenden bilden diese, der Praxis entnommenen Aufgaben eine Ergänzung der allgemeinen Theorie und erschließen ihm das Verständnis für ihre Anwendung. Dem praktischen Wasserbauer dagegen, der oft nicht in der Lage sein wird von theoretischen Erwägungen auszugehen, bilden die Aufgaben Beispiele von Lösungsmethoden, die er leicht für seine speziellen Fälle umgestalten kann. Dabei sind alle Lösungen so durchgeführt, daß durch zahlreiche Hinweise auf die theoretischen Grundlagen die Zusammenhänge erkannt werden können.

Neben den zahlreichen rein hydraulischen Aufgaben verdienen noch die Beispiele einer besonderen Erwähnung, die sich mit dem Entwurf von kleineren Bauwerken befassen und die verschiedenen konstruktiven Möglichkeiten in Verbindung mit dem Rechnungsergebnis aufzeigen. Weitere Aufgaben befassen sich mit Problemen der Wasserversorgung, vor allem des Leitungssystems und auch mit den bei Abwasseranlagen auftretenden hydraulischen Berechnungen.

Einige Aufgaben sind absichtlich mit verschiedenen Formeln berechnet, um zu zeigen, daß man bei empirischen Ansätzen nicht mit einer absoluten Übereinstimmung rechnen darf.

Sehr wertvoll sind die im Anhang wiedergegebenen Angaben über gebräuchliche Beiwerte, Widerstandsgrößen und Zahlenbeiwerte, sowie die schematische Darstellung einiger besonders wichtiger Abflussvorgänge unter kurzer Angabe der Berechnungsweise.

Das Buch wird zweifellos einen großen Abnehmerkreis finden, denn sowohl der studierende Ingenieur und Techniker, als auch der in der Praxis stehende Ingenieur wird dieses, durch den ersten Band bereits bekannte Werk benötigen.

Paul Böß, Karlsruhe.

Maier-Leibnitz, Hermann, Prof. Dr.-Ing., Stuttgart: Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen II, Teil 1: Untersuchungen über durchlaufende Träger und Rahmen, insbesondere über solche mit gerader Achse und mit im Feld veränderlichem Trägheitsmoment. — X und 200 S., Gr. DIN A 4 mit 152 Abb. und 2 Beilagen. Stuttgart: Franck'sche Verlagsbuchhandlung 1950. Preis kart. DMark 19,50.

Nachdem 1948 mit dem I. Band [vgl. die Buchbesprechung: Der Bauingenieur 24 (1949), S. 253] der Anfang zu einem umfassenden Lehrbuch über die Statik der Baukonstruktionen gemacht war, liegt nun der 1. Teil des II. Bandes vor. Er behandelt in sehr ausführlicher Weise 1. den Durchlaufträger und 2. den durchlaufenden „einstockigen“ Rahmen, jeweils unter besonderer Berücksichtigung von kontinuierlich veränderlichem Trägheitsmoment. An Hand von nur zwei, immer beibehaltenen Tragsystemen werden verschiedene Lösungsverfahren zur Ermittlung von Zustands- und Einflußlinien allgemein erläutert und durch Zahlenrechnungen geübt. Den Kern der Entwicklung bilden — wie schon früher — die Gesetzmäßigkeiten, die zwischen der Durchbiegungslinie sowie insbesondere „Ersatzdurchbiegungslinie“ und dem Kräftebild bestehen.

Auch der nun erschienene Band bildet eine wertvolle Erweiterung und Vertiefung der Baustatik-Literatur. Die sehr systematisch vom Einfachen und Besonderen zum Allgemeinen vordringende induktive Methodik hat großen pädagogischen Wert, besonders für diejenigen, die das Werk in seiner Gesamtheit studieren. — Weniger geeignet erscheint es z. Z. noch als Handbuch für den ausübenden Ingenieur, es sei denn, daß der geplante Schlußband die wenigen Grundgesetze der Baustatik in tunlichst straffer Zusammenfassung darbietet.

O. Steinhardt, Karlsruhe.

E. von Eschmarch, Hygienisches Taschenbuch. Ein Ratgeber der praktischen Hygiene für Medizinal- und Verwaltungsbeamte, Techniker, Schulmänner, Architekten und Bauherren. 6. vollst. neu bearb. Aufl. unter Mitwirkung von H. Kliewe-Mainz, W. Liese-Berlin, B. Schmidt-Frankfurt, F. Schütz-Lübeck, R. Weldert-Berlin. Herausgegeben von Dr. H. Schloßberger, o. Prof. der Hygiene an der Universität Frankfurt a. M., Dr. G.

Wildführ, o. Prof. der Hygiene an der Universität Leipzig. V u. 657 S., Gr. 8° mit 36 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg. Springer-Verlag. 1950. Preis DMark 29,70, Ganzleinen.

Der auf 6 neue Bearbeiter aufgeteilte Stoff hat in der um rd. 200 Seiten erweiterten Neuauflage in einzelnen Abschnitten eine neuartige und dem heutigen Wissensstand entsprechende Darstellung erfahren. Dies gilt besonders von den auch den Techniker i. a. befriedigenden Abschnitten „Luft, Wetter, Klima“, „Allgemeine Bau- und Wohnungshygiene“, „Lüftung, Heizung, Klimatisierung“, „Licht und Beleuchtung“, „Bau und Einrichtung von Krankenhäusern“, „Schulhygiene“, „Gewerbehygiene“, „Ernährung“, „Infektionskrankheiten“, „Desinfektion und Sterilisation“. Dagegen läßt die Bearbeitung der „Wasserversorgung“ in mancher Beziehung, besonders hinsichtlich der Darstellung technischer Dinge, zu wünschen übrig,

wenn auch die stärkere Berücksichtigung des bakteriologischen Teiles eine wertvolle Erweiterung darstellt. Wenn sich die 6. Auflage in ihrer unübertrefflichen inneren und äußeren Ausstattung zunächst auch wieder an den alten, auf dem Titelblatt angegebenen Interessentenkreis wendet, so ist dabei doch von ausschlaggebender Bedeutung, daß sie durch die Neubearbeitung derart an zwingender Brauchbarkeit gewonnen hat, daß sie nicht nur den Besitzern der alten Auflage unentbehrlich sein wird, sondern noch neue Käufer dazu gewinnt.

E. Marquardt, Stuttgart

Haas, Dr. Ir. A. M.: *Ontwerp en Berekning van Paddestoel-vloeren*. XV und 243 S., Gr. 17.25 cm, mit 104 Abb. und 5 losen Tafeln. S'Gravenhage, Martinus Nijhoff 1949. Ladenpreis: Geb. holl. Gld. 13,—.

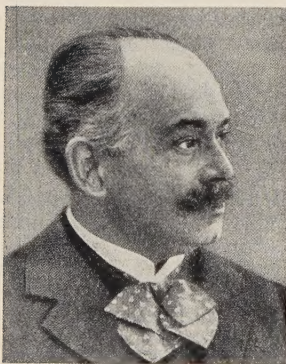
Keil, Dr.-Ing. K.: *Baugrund und Straße*. 96 S. DIN A 5 mit 80 Abb. Heidelberg. Straßenbau, Chemie und Technik Verlagsges. m. b. H. 1950. Preis: kart. DMark 8—

Verschiedenes.

Zum 100. Geburtstag von H. Müller-Breslau.

Heinrich Franz Bernhard Müller wurde am 13. Mai 1851 in Breslau als Sohn eines Kaufmanns geboren. Er studierte an der Berliner Gewerbe-Akademie und war von 1875 ab selbständig als Zivilingenieur in Berlin tätig.

Schon 1875 veröffentlichte Müller-Breslau sein erstes Buch: „Elementares Handbuch der Festigkeitslehre“, von 1875 ab arbeitete er auch an dem Taschenbuch „Hütte“ mit. 1880 folgte die „Theorie und Berechnung der eisernen Bogenbrücken“, ferner 1881 die „Graphische Statik der Baukonstruktionen“. Dazu treten zahlreiche Zeitschriftenaufsätze. Durch seine Veröffentlichungen schnell bekannt geworden, wurde M.-Br. 1883 zur Entlastung von K. Launhardt als Professor an die Techn. Hochschule Hannover berufen.



Die akademische Tätigkeit brachte die volle Entfaltung der Kräfte von M.-Br. 1886 erschienen die „Neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen“ (4. Aufl. 1913). Das Jahr 1887 ist wohl das bedeutungsvollste im Schaffen von H. Müller-Breslau. Zu erwähnen sind vor allem die klassische Arbeit über die kinematische Theorie des ebenen Fachwerks sowie die

Methode des Ersatzstabes als allgemeinsten Weg zur rechnerischen Untersuchung eines beliebigen statisch unbestimmten Fachwerks. 1887 erscheint die zweite Auflage der „Graphischen Statik der Baukonstruktionen“ (I. Bd. in 5. Aufl. 1912, II. Bd., 1. Abtlg. in 5. Aufl. 1922, II. Bd., 2. Abtlg. in 2. Aufl. 1925).

Im Jahre 1888 wurde Müller-Breslau als Nachfolger von Winkler auf den „Lehrstuhl für Statik und eiserne Brücken“ an der Techn. Hochschule Charlottenburg berufen, wo er bis 1924 wirkte. Tausende saßen zu seinen Füßen und erlagen dem Zauber seiner Persönlichkeit. Seine Schüler trugen seinen Namen schnell in alle Welt, ebenso taten dies seine Bücher, die in alle Sprachen der technischen Weltliteratur übersetzt wurden. Sein Vortrag regte stark zu selbständiger Arbeit an. Es entstand so eine Schule, die in hohem Maße mitbestimmend wurde für die statische Erziehung der Bauingenieure und für unsere baustatische Literatur. Für die Bücher und Aufsätze Müller-Breslaus ist kennzeichnend die scharfe Herausstellung der ingenieur-technischen Aufgabe, deren vollständige Lösung und auch numerische Durchführung bis zu den für den Praktiker brauchbaren Schlussfolgerungen. Die „Graphische Statik der Baukonstruktionen“ und die „Neueren Methoden der Festigkeitslehre“ sind die klassischen Lehrbücher der Baustatik und bilden auch heute noch eine unentbehrliche Grundlage jeder Fachbibliothek. Man kann H. Müller-Breslau deshalb bezeichnen als den „Schöpfer und Vollender der klassischen Baustatik“.

Die von M.-Br. eingerichtete „Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen“ lieferte wertvolle Ergebnisse. Umfangreiche Versuchsreihen dienten der Erforschung des Erddruckes. Die Ergebnisse sind zusammengefaßt in dem Buch „Erddruck auf Stützmauern“. Schon 1881 hatte M.-Br. gezeigt, daß der bekannte Widerspruch in der Coulombschen Erddrucktheorie durch die Annahme von ebenen Gleitflächen des Erdprismas bedingt ist. Dieser Widerspruch wurde später von Müller-Breslau zusammen mit F. Kötter gelöst, und zwar durch die Einführung der gekrümmten Gleitflächen. Klassisch sind auch die Versuche und theoretischen Untersuchungen über die Knickfestigkeit von gegliederten Stäben.

H. Müller-Breslau hat durch seine umfangreiche Tätigkeit als schaffender Ingenieur großen Einfluß auf die Entwicklung des konstruktiven Ingenieurbaus genommen. Von seinen Entwürfen seien erwähnt die Ihnebrücke Hannover, die Markthalle Hannover, die Erfindung der Gasbehälter-Führungsgestelle mit Tangentialführung, der Kaisersteg über die Spree in Berlin-Oberschöneweide, die Kuppeln des Doms in Berlin, feste und drehbare Luftschiffhallen u. a. mehr.

H. Müller-Breslau blieb seinen Schülern durch das ganze Leben ein stets bereiteter Helfer und Berater bei allen schwierigen Aufgaben der Statik und des Stahlbaues. Er ging mit nie versagender Begeisterung auf alle Fragen ein. Die Briefwechsel zwischen Lehrer und Schüler lassen die dämonische Lebendigkeit dieses Mannes empfinden.

M.-Br. wurde im Sommer 1924 von seinen Amtspflichten entbunden. Er starb am 23. April 1925 im Alter von fast 74 Jahren, nachdem er mehr als ein halbes Jahrhundert am Ausbau der Baustatik gearbeitet hatte.

Die Lebensarbeit von Müller-Breslau fiel in die große Entwicklungszeit des Bauingenieurwesens. Die moderne Baustatik begann ja erst etwa 1851 mit den grundlegenden theoretischen Arbeiten über die Berechnung von Fachwerkträgern. Beim Tode von M.-Br. im Jahre 1925 war die klassische Baustatik praktisch abgeschlossen.

Ferd. Schleicher, Dortmund.

Literatur.

1. Festschrift Heinrich Müller-Breslau gewidmet. Leipzig 1911.
2. Siegmund Müller: *Der Eisenbau* 12 (1921) S. 97—100.
3. A. Hertwig: *Bauingenieur* 2 (1921) S. 201/02 und S. 349.
4. A. Hertwig: *Bauingenieur* 6 (1925) S. 361.
5. K. Bernhard: *Bautechnik* 3 (1925) S. 261/2.
6. Zur Geschichte der Baustatik vgl.: Ch. Chr. Mehrrens: *Vorlesungen, Statik* 3. Band, 2. Hälfte. 2. Aufl. Leipzig 1912, S. 237—266.
7. Enzyklopädie der Math. Wissenschaften. 4. Band: *Mechanik*. 4. Teilband.

Camill Santo, Dr.-Ing. e. h.

Die Technische Hochschule Karlsruhe verlieh Dipl.-Ing. Camill Santo, Baudirektor der Badischen Anilin- und Sodafabrik Ludwigshafen, die Würde des Dr.-Ing. e. h., in Würdigung seiner besonderen Verdienste um das Bauwesen.

Die Staatliche Bau- und Ingenieurschule Würzburg begeht vom 20. bis 22. Juli 1951 ihr 100jähriges Gründungsfest. Alle ehemaligen Absolventen und Freunde werden gebeten, ihre Anschrift dem Sekretariat, (13a) Würzburg, Sanderring 8, mitzuteilen.

